



André Filipe Simões de Oliveira

Licenciado em Engenharia Civil

**DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA
DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR
EM ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA
COM TRANSMISSÃO DE MOMENTO FLETOR**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor Válder José da Guia Lúcio,
Professor Associado da FCT – UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor João Rocha de Almeida
Arguente: Prof. Doutor Carlos Chastre Rodrigues
Vogal: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio

**DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE LIGAÇÃO
VIGA-PILAR EM ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA
COM TRANSMISSÃO DE MOMENTO FLETOR**

Copyright

André Filipe Simões de Oliveira

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA COM TRANSMISSÃO DE MOMENTO FLETOR

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objetivo o desenvolvimento de um sistema de ligação viga-pilar, para estruturas pré-fabricadas de betão armado, que permita a transmissão de momentos fletores e apresente boas características sísmo-resistentes.

Numa primeira fase, foi realizado um enquadramento do sistema desenvolvido no contexto dos sistemas de ligação sísmo-resistentes e apresentado o comportamento de algumas estruturas pré-fabricadas em sísmos mais recentes.

Realizou-se um ensaio cíclico alternado num modelo experimental com o objetivo de avaliar a resposta histerética do sistema, dimensionado segundo o princípio preconizado pelo Eurocódigo 8 “viga fraca – pilar forte”. Neste ensaio foi adotado um procedimento alternativo que tem em consideração a existência de esforços iniciais correspondentes às cargas verticais existentes aquando da ocorrência de um sísmo.

Foi ainda realizada uma análise comparativa entre a eficiência do modelo experimental ensaiado e a de um modelo homólogo em estrutura monolítica.

DEVELOPMENT OF A PRECAST CONCRETE BEAM-COLUMN CONNECTION SYSTEM WITH BENDING MOMENT TRANSMISSION

ABSTRACT

This work is an effort to develop a beam-column connection system to be used in precast reinforced concrete structures, capable to transfer bending moments and to have a good seismic behavior.

First, a survey of the most common precast connections and in particular of the proposed system is presented, including an overview of precast reinforced concrete structures behavior under recent earthquakes.

An experimental procedure consisting in alternate cyclic drifts was conducted in order to evaluate hysteretic response of a connection designed according to Eurocode 8. An unconventional test procedure was used in which initial stresses due to gravity loads were considered along with the seismic action.

Lastly, the efficiency of the proposed connection system was compared with an identical monolithic reinforced concrete model.

PALAVRAS CHAVE

Betão pré-fabricado

Ligação viga-pilar

Cantoneira de aço

Betão armado

Análise experimental

Ensaio cíclico

KEYWORDS

Precast concrete

Beam-column connection

Steel angle

Reinforced concrete

Experimental analysis

Cyclic test

AGRADECIMENTOS

Antes de mais, quero agradecer ao Professor Válder José da Guia Lúcio, meu orientador científico, pelo constante acompanhamento, motivação, dedicação e amizade demonstrada ao longo deste caminho, mas acima de tudo pelos conhecimentos partilhados sempre com a boa disposição que lhe é característica. A ele, o meu muito obrigado.

Ao Engenheiro Rui Marreiros, pelo auxílio prestado na preparação e realização dos ensaios, pela dedicação na resolução e discussão das questões que iam surgindo e pela amizade que foi demonstrando ao longo deste tempo.

Aos técnicos de laboratório, Jorge Silvério e José Gaspar, pelo apoio nos trabalhos de laboratório e pelas ideias que sempre pareciam resolver qualquer problema.

Às funcionárias do Departamento de Engenharia Civil, em particular à Maria da Luz e Carla Teixeira, que sempre se disponibilizaram a resolver as questões administrativas relacionadas com o desenvolvimento desta dissertação.

À empresa Concremat S.A., em especial ao Engenheiro Romeu Reguengo, ao Engenheiro Pedro Lopes e ao Engenheiro José Figueiredo, pelo importante contributo prestado na produção dos modelos experimentais. É de enaltecer a postura desta empresa, sempre disposta a colaborar da melhor forma possível no apoio à investigação.

A todos os Amigos, que me foram sempre animando e apoiando, em particular ao Micael Inácio pelo apoio prestado ao longo deste percurso.

Ao Armando Nogueira e Filomena Lemos, por todas as palavras de incentivo e motivação que nunca deixei de ouvir da sua parte.

À Ana Margarida, por todo o carinho demonstrado, pelo incentivo constante e pela compreensão face à minha indisponibilidade de corresponder de igual forma.

Por fim, quero deixar uma palavra de agradecimento muito especial à minha família, em especial aos meus Pais, pelos momentos que deixei de partilhar com eles, mas que ainda assim nunca me privaram do seu carinho, motivação e força de viver.

Este trabalho recebeu o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia -Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior através do Projeto PTDC/ECM/116161/2009.

NOTAÇÃO

Letras minúsculas latinas

a	valor de cálculo da espessura efetiva do cordão de soldadura
a_m	distância média entre a rótula plástica e o ponto de aplicação força F_a
b	largura da zona de betão comprimida da secção transversal da viga
b_m	distância média entre a rótula plástica e o ponto de aplicação força F_b
c_{nom}	recobrimento nominal
d	diâmetro do parafuso
f_b	tensão de rotura à flexão
f_{ccm}	tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f_{cm}	tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
$f_{cm(td)}$	valor estimado da tensão de rotura à compressão ao longo do tempo
f_{comp}	tensão de rotura à compressão da argamassa
f_{sum}	valor médio de tensão de rotura
f_{tk}	valor característico da tensão máxima dos varões de aço
f_u	valor nominal da tensão de rotura à tração da peça mais fraca da ligação
f_{ub}	resistência última do parafuso
f_{uk}	valor característico da tensão de rotura à tração da peça mais fraca da ligação
$f_{vw,d}$	valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência dos varões de aço
f_{ym}	valor médio da tensão de cedência dos varões de aço
g_m	distância entre dois pontos de formação de rótulas plásticas na cantoneira
h	altura da secção transversal da viga
k_2	coeficiente que depende do tipo de parafuso
k_m	parâmetro definido pelo fabricante dos parafusos ou determinado experimentalmente segundo os procedimentos previstos na norma EN 14399-2
k_s	parâmetro dependente do tipo de furo
l	distância entre apoios
l_b	largura do prisma
l_c	largura da cantoneira
l_d	espessura do prisma

l_s	comprimento de cada cordão de soldadura
n	número de cordões de soldadura
n_a	número de planos de atrito
n_b	número de parafusos da ligação
n_p	número de planos de corte
t	espessura da laje
t_c	espessura da cantoneira
t_d	idade do betão, em dias
x	altura da linha neutra
x_u	altura da linha neutra para a força máxima da cantoneira
x_y	altura da linha neutra para a força de cedência da cantoneira

Letras maiúsculas latinas

$F_{c,y}$	força de compressão na zona comprimida da secção transversal da viga para a força máxima da cantoneira
A	área de aplicação da carga
A_f	área da secção transversal de um fio de aço
A_g	extensão total na rotura
A_{gt}	extensão total na força máxima
A_s	área da armadura ordinária
$A_{s,varão}$	área da secção transversal de um varão soldado
A_{sb}	área da secção transversal resistente do parafuso
$A_{sl,laje}$	área da secção transversal das armaduras longitudinais da laje
C_v	fator de correção da força de cedência teórica
E_c	módulo de elasticidade do betão
E_s	módulo de elasticidade do aço
F	força aplicada pelo atuador a uma distância de 1.5m da ligação
F_a	força devido ao efeito de alavanca
F_b	força de rotura à flexão
F_b	força de tração nos parafusos
F_c	força de compressão na zona comprimida da secção transversal da viga
$F_{c,u}$	força de compressão na zona comprimida da secção transversal da viga para a força de cedência da cantoneira

F_{comp}	força de rotura à compressão
F_g	força gravítica
$F_{p,C}$	força de pré-esforço instalada nos parafusos
$F_{s,Rd}$	valor de cálculo para a resistência ao escorregamento de ligações metálicas pré-esforçadas
F_{sd}	força máxima transmitida pelos varões longitudinais
F_t	acréscimo de força de tração transmitida aos parafusos pela aba da cantoneira
$F_{t,E}$	valor do esforço à tração por parafuso
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço à tração por parafuso
$F_{t,R}$	valor da resistência à tração por parafuso
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à tração por parafuso
F_u	estimativa para a força do atuador para a força máxima da cantoneira
$F_{v,E}$	valor do esforço de corte por parafuso
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao corte por parafuso
$F_{v,Rde}$	valor de cálculo da resistência efetiva ao corte de uma ligação aparafusada
$F_{v,Re}$	valor da resistência efetiva ao corte de uma ligação aparafusada
$F_{w,E}$	valor do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Ed}$	valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,R}$	valor da resistência da soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Rd}$	valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Rde}$	valor de cálculo da força resistente efetiva de uma ligação soldada
$F_{w,Re}$	valor da força resistente efetiva de uma ligação soldada
F_y	estimativa para a força do atuador para a força de cedência da cantoneira
$F_{y,as}$	força de cedência das armaduras longitudinais
$K2$	classe de aperto
M_{pl}	momento plástico da secção transversal da aba da cantoneira
M_R	momento resistente da viga na secção crítica
$M_{r,i}$	momento de aperto de referência
M_u	estimativa do momento resistente máximo da ligação na secção crítica
M_w	magnitude sísmica
M_y	estimativa do momento resistente de cedência da ligação na secção crítica
R_A	reação de compressão no efeito de alavanca
$R_{e,m}$	valor médio da tensão de cedência do aço das cantoneiras
R_{eH}	tensão de cedência superior
R_{eL}	tensão de cedência inferior
R_m	tensão máxima à tração

$R_{m,m}$	valor médio da tensão máxima à tração do aço das cantoneiras
S_o	secção transversal inicial da zona útil
V	força horizontal máxima atuante na cantoneira
V^*	força máxima em cada ciclo
V_m	força que provoca o mecanismo de cedência
V_p	força de cedência teórica da cantoneira

Letras minúsculas gregas

α_v	parâmetro que depende da zona de corte ou da classe do parafuso
$\beta_{cc(t)}$	coeficiente que depende da idade do betão
β_w	fator de correlação apropriado ao tipo de aço usado
ϵ_{sum}	valor médio da extensão na força máxima
ϵ_{srm}	valor médio da extensão na rotura
γ_{M2}	coeficiente parcial de segurança para ligações
γ_{M3}	coeficiente parcial de segurança para os estados limites últimos
μ	coeficiente de atrito
$\phi_{at,laje}$	diâmetro da armadura transversal da laje
$\phi_{al,laje}$	diâmetro da armadura longitudinal da laje
$\phi_{al,viga}$	diâmetro da armadura longitudinal da viga
$\phi_{est.}$	diâmetro dos estribos

Letras maiúsculas gregas

Δ_{CL}	deslocamento da cantoneira relativamente ao pilar
---------------	---

Abreviações

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
ERRI	Earthquake Engineering Research Institute
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
PCI	Precast/Prestressed Concrete Institute

PRESSS	Precast Seismic Structural Systems
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSCI	Regulamentação de Segurança Contra Incêndio

ÍNDICE DE MATÉRIAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento Geral	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Conteúdo e Organização da Dissertação	5
CAPÍTULO 2 - ENQUADRAMENTO DO SISTEMA DE PRÉ-FABRICAÇÃO... 7	7
2.1 Introdução	7
2.2 Sistemas Estruturais	7
2.2.1 Sistemas Reticulados	8
2.2.2 Sistemas de Paredes Resistentes	9
2.2.3 Sistemas/Estruturas Celulares.....	11
2.2.4 Lajes de Pavimento e de Cobertura	11
2.3 Ligações Estruturais.....	15
2.3.1 Exigências Funcionais	15
2.3.2 Tipos de Ligações	17
2.3.3 Ligação Viga-Pilar	21
2.4 Comportamento de Estruturas Pré-Fabricadas Sujeitas a Sismos	26
2.5 Antecedentes de Investigação	32
2.5.1 Portugal	36
2.5.2 Internacional	35
CAPÍTULO 3 - SISTEMA DE LIGAÇÃO DESENVOLVIDO	53
3.1 Introdução	53
3.2 Modelo de Referência	54
3.2.1 Descrição do Modelo Monolítico	56
3.2.2 Pormenorização das Armaduras	57
3.3 Sistema de Ligação Viga-Pilar Proposto	58
3.3.1 Faseamento Construtivo	60
3.3.2 Descrição da Ligação.....	61

3.3.3 Geometria do Modelo.....	64
3.4 Dimensionamento dos Elementos de Ligação	65
3.4.1 Cantoneiras.....	66
3.4.2 Chapas	72
3.4.3 Soldadura.....	72
3.4.4 Parafusos	74
3.5 Pormenorização	79
3.6 Argamassa de selagem	83
3.6.1 Fibras de Aço	83
3.6.2 Interação Matriz-Fibra.....	84
CAPÍTULO 4 - EXECUÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL.....	87
4.1 Introdução.....	87
4.2 Faseamento Construtivo.....	88
4.2.1 Execução e Posicionamento das Armaduras.....	89
4.2.2 Primeira Fase de Betonagem.....	92
4.2.3 Execução da Primeira Fase de Ligação Viga-Pilar	93
4.2.4 Execução da Segunda Fase de Ligação Viga-Pilar	96
4.2.5 Segunda Fase de Betonagem.....	98
4.3 Transporte do Modelo Experimental.....	98
4.4 Erros de Execução	99
4.4.1 Desalinhamento entre chapa de ligação e cantoneira inferior.....	99
4.4.2 Chapa de continuidade da armadura inferior não embebida no betão da primeira fase de betonagem.....	100
4.4.3 Diâmetro das porcas de espera da ligação superior incorreto	101
4.4.4 Colocação da armadura superior da pré-viga antes da segunda fase de betonagem	102
4.4.5 Vibração deficiente do betão do elemento de pilar	102
4.4.6 Ausência de sistemas de suspensão dos elementos de betão	103
4.4.7 Aplicação de argamassa de selagem em excesso	103
4.4.8 Flexão da cantoneira superior	104

CAPÍTULO 5 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	105
5.1 Introdução	105
5.2 Caracterização dos Materiais	106
5.2.1 Betão	106
5.2.3 Argamassa de Selagem	109
5.2.4 Armadura da Viga e da Laje	112
5.2.5 Cantoneiras	113
5.3 Capacidade Resistente do Modelo	114
5.3.1 Resistência à Flexão	114
5.4 Sistema de Ensaio	118
5.4.1 Montagem do Sistema de Ensaio	119
5.5 Instrumentação do Modelo Experimental	124
5.6 Protocolo de Ensaio	128
5.7 Sistema de Controlo de Força e Deslocamento	132
5.8 Execução do Ensaio	133
5.9 Análise do Comportamento do Modelo Experimental	140
5.9.1 Danos Ocorridos no Modelo Experimental	140
5.9.2 Modo de Rotura	142
5.9.3 Deformação	145
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	149
6.1 Introdução	149
6.2 Conclusões	150
6.3 Recomendações	151
6.4 Desenvolvimentos Futuros	152
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	155
ANEXOS.....	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Edifício da unidade industrial da Fundição Dois Portos Torres em Vedras (elementos pré-fabricados produzidos pela Concremat, S.A.).....	9
Figura 2.2 – Edifício de escritórios situado em Bruxelas, Bélgica (FIB, 2011a).....	9
Figura 2.3 – Construção sequencial de 2000 moradias na área de Al Falah, Abu Dhabi, com recurso a sistemas de paredes resistentes (Gulf, 2011)	10
Figura 2.4 – Moradia executada em sistemas de paredes resistentes (Pacadar, 2011).....	10
Figura 2.5 – Bateria de estruturas celulares para aplicação em estabelecimentos prisionais (Oldcastle, 2011).....	11
Figura 2.6 – Movimentação e posicionamento em obra de uma pré-laje (Emfil, 2011).....	13
Figura 2.7 – Disposição de lajes alveoladas em obra (Mabetón, 2011).....	13
Figura 2.8 – Instalações de produção da Mabetón S.A., em Espanha (Mabetón, 2011).....	14
Figura 2.9 – Laje em duplo T para aplicação em piso de cobertura (fabricada pela Concremat, S.A.).....	14
Figura 2.10 – Representação esquemática de ligações húmidas correntes (adaptado de Santos, 1983 e FIB, 2003)	22
Figura 2.11 – Representação esquemática de ligações secas correntes (adaptado de Santos, 1983 e FIB, 2003)	24
Figura 2.12 – Destroços de um edifício industrial (1976, Sismo de Tangshan, China) (Housner e Lili, 2002).....	27
Figura 2.13 – Colapso de elementos de laje alveoladas por falha de ligação laje-viga (Heller and Johnsén, 2011)	28
Figura 2.14 – Vista geral de uma zona habitacional na cidade de Spitak, Arménia (Heller and Johnsén, 2011)	28
Figura 2.15 – Colapso parcial do parque de estacionamento Sudoeste do <i>Northridge Fashion Center</i> (Iverson e Hawkins, 1994)	29
Figura 2.16 – Vista aérea do colapso do parque de estacionamento da <i>California State University</i> , Northridge (Oliveira et al., 1995).....	30

Figura 2.17 – Ausência de ligação entre o pilar de canto e os restantes pilares (Oliveira et al., 1995)	31
Figura 2.18 – Falha na ligação viga-pilar num edifício industrial em fase de construção (Wood, 2006)	31
Figura 2.19 – Geometria geral dos modelos ensaiados (adaptado de Proença, 1996).....	33
Figura 2.20 – Ligação viga-pilar ensaiada por Reis (2000): solução em viga retangular com betonagem complementar.....	34
Figura 2.21 – Diagrama Força-Deslocamento obtido por meio experimental por Reis (2000) ..	34
Figura 2.22 – Pormenorização da ligação contínua (adaptado de Romba, 2002)	35
Figura 2.23 – Gráfico força-deslocamento referente ao modelo ensaiado	35
Figura 2.24 – Representação esquemática da ligação viga-pilar “knife connection” (Brikeland e Brikeland, 1966).....	36
Figura 2.25 – Representação esquemática da ligação ensaiada (adaptado de Blakeley e Park, 1971)	37
Figura 2.26 – Gráficos momento-rotação correspondentes a dois modelos ensaiados (Blakeley e Park, 1971).....	37
Figura 2.27 – Representação esquemática das soluções apresentadas (adaptada de Pillai e Kirk, 1981 e Bhatt e Kirk, 1985)	38
Figura 2.28 – Representação esquemática da ligação ensaiada (Seckin e Fu, 1990)	39
Figura 2.29 – Esquematização das ligações propostas (Ochs e Ehsnai, 1993).....	40
Figura 2.30– Ligações húmidas ensaiadas por Ertas, Ozden e Ozturan (2006) (adaptado)	41
Figura 2.31 – Ligação aparafusada ensaiada por Ertas, Ozden e Ozturan (2006) (adaptado).....	42
Figura 2.32 – Representação da ligação viga pilar ensaiada por Ozden e Ertas (2007) (adaptado)	43
Figura 2.33 – Observação dos danos e resultados experimentais de um modelo ensaiado por Ozden e Ertas (2007).....	43
Figura 2.34 – Características histeréticas das ligações consideradas no PRESSS – adaptado de Priestley, 1996a (η – coeficiente de amortecimento equivalente).....	45
Figura 2.35 – Sistemas de ligação viga-pilar testados na terceira fase do programa da PRESSS (adaptado de Sritharan et al., 2000).....	47

Figura 2.36 – Sistema de ligação das paredes resistentes testados na terceira fase do programa da PRESSSS (adaptado de Sritharan et al., 2000).....	47
Figura 2.37 – Modelo ensaiado no âmbito do projeto PRESSSS (Pampanin, 2009)	48
Figura 2.38 – Sistema de ligação <i>hybrid frame connection</i> , utilizada na construção do <i>Paramount Building</i> , em São Francisco (Pampanin, 2011).....	49
Figura 2.39 – Sistema de ligação aplicado no <i>Wiltern Center Parking</i> em Los Angeles, Califórnia (Englekirk, 1996)	50
Figura 2.40 – Sistema de ligação desenvolvido pela BS Itália (Pampanin, 2005).....	50
Figura 2.41 – Ligação viga-pilar utilizada no primeiro “PRESSSS Building” construído na Nova Zelândia (Pampanin, 2011)	51
Figura 3.1 – Conceção da geometria do modelo experimental monolítico (adaptado de Gião, 2012).....	55
Figura 3.2 – Geometria do modelo experimental pré-fabricado de referência (adaptado de Gião, 2012).....	57
Figura 3.3 – Pormenorização da armadura do modelo experimental de referência (adaptado de Gião, 2012).....	58
Figura 3.4 – Exemplos de possíveis localizações de juntas para o sistema de ligação desenvolvido (perspetiva de implementação prática)	59
Figura 3.5 – Representação esquemática da solução apresentada.....	60
Figura 3.6 – Faseamento construtivo do modelo pré-fabricado.....	61
Figura 3.7 – Pormenor da ligação inferior e superior das cantoneiras ao pilar	62
Figura 3.8 – Efeito de alavanca (Marreiros, 2011)	62
Figura 3.9 – Deformação da cantoneira imposta pelo efeito de alavanca (Marreiros, 2011).....	63
Figura 3.10 – Pormenor da execução do “Shear Key”.....	64
Figura 3.11 - Representação geométrica do modelo pré-fabricado.....	65
Figura 3.12 – Modos de rotura associados à deformação verificada nos dois tipos de modelo ensaiados (Shen e Astaneh-Asl, 1999).....	67
Figura 3.14 – Modos de rotura (adaptado de Garlock et al., 2003)	68
Figura 3.15 - Localização das rótulas plásticas (adaptado de Garlock et al., 2003)	68

Figura 3.16 – Localização das rótulas plásticas e diagrama de corpo livre da aba de ligação ao pilar (adaptado de Garlock et al., 2003)	69
Figura 3.17 – Espessura efetiva do cordão de soldadura aplicado no contorno de superfície arredondada (adaptado de NP EN 1993-1-8, 2010)	72
Figura 3.18 – Distribuição de forças horizontais nas cantoneiras: a) superior; b) inferior	74
Figura 3.19 – Pormenorização das armaduras e disposição dos elementos de ligação do modelo pré-fabricado	80
Figura 3.20 – Disposição dos elementos metálicos usados na ligação viga-pilar	80
Figura 3.21 – Geometria dos elementos metálicos usados na ligação inferior (dimensões em mm)	81
Figura 3.22 – Geometria dos elementos metálicos usados na ligação superior (dimensões em mm)	82
Figura 3.23 – Fibras de aço contínuas usadas na argamassa de selagem (Favir, 2012)	83
Figura 3.24 – Resultados dos ensaios de flexão para a relação $a/c=0.28$ (esquerda) e $a/c=0.4$ (direita) (Gião et al., 2012)	84
Figura 3.25 - Resultados dos ensaios de compressão para a relação $a/c=0.28$ (esquerda) e $a/c=0.4$ (direita) (Gião et al., 2012)	84
Figura 4.1 – Armadura do pilar e pré-viga	89
Figura 4.2 – Ligação soldada das chapas de continuidade à armadura longitudinal da viga	89
Figura 4.3 – Identificação dos dois pontos de ligação entre varões de ancoragem e as chapas de ligação	90
Figura 4.4 – Posicionamento da armadura longitudinal e chapas de ligação e execução da cofragem do pilar	90
Figura 4.5 – Fixação das chapas de ligação e cápsulas de proteção	91
Figura 4.6 – Execução da cofragem e posicionamento da armadura da pré-viga	91
Figura 4.7 – Proteção dos furos da chapa de ligação superior e inferior	92
Figura 4.8 – Betonagem do pilar e pré-viga	92
Figura 4.9 – Acabamento rugoso da face superior e do topo da pré-viga e do pilar	93
Figura 4.10 – Ligação da cantoneira inferior e aplicação de pré-esforço nos parafusos	93

Figura 4.11 – Posicionamento da pré-viga.....	94
Figura 4.12 – Colocação da cofragem da junta e aplicação de pré-esforço nos parafusos de ligação da chapa de continuidade à cantoneira inferior	94
Figura 4.13 – Colocação das fibras contínuas de aço e posicionamento dos tubos de injeção ...	95
Figura 4.14 – Processo de injeção da argamassa de selagem e aspeto final da junta.....	95
Figura 4.15 – Aspeto final da junta após trabalhos de saneamento	96
Figura 4.16 – Posicionamento e ligação da cantoneira superior	97
Figura 4.17 – Armadura de espera da laje e aspeto final da armadura da laje e da face superior da viga.....	97
Figura 4.18 – Cofragem da laje e da face superior da viga	97
Figura 4.19 – Betonagem da face superior da viga e da laje.....	98
Figura 4.20 – Reforço provisório da ligação para efeitos de transporte do modelo.....	99
Figura 4.21 – Retificação do alinhamento dos furos da cantoneira	100
Figura 4.22 – Condições de apoio da viga durante a montagem.....	100
Figura 4.23 – Diâmetro das porcas de espera inferior ao de projeto (esquerda) e abertura de nova rosca (direita).....	101
Figura 4.24 – Presença de vazios devido a vibração insuficiente do betão.....	102
Figura 4.25 – Sistema de suspensão usado no elemento de pilar e movimentação do pilar em fábrica	103
Figura 4.26 – Deformação por flexão da aba da cantoneira superior.....	104
Figura 5.1 - Curvas granulométricas dos inertes usados na composição do betão	107
Figura 5.2 – Evolução do coeficiente $\beta_{cc}(td)$ ao longo do tempo.....	109
Figura 5.3 – Mistura dos componentes da matriz	110
Figura 5.4 – Ensaio de resistência à flexão dos provetes prismáticos.....	111
Figura 5.5 – Ensaio de resistência à compressão dos meios prismas.....	111
Figura 5.6 – Sistema de monitorização e aquisição de dados do equipamento de ensaio.....	111
Figura 5.7 – Sequência do ensaio monotónico de tração	113

Figura 5.8 – Diagramas tensão-extensão dos quatro provetes ensaiados	114
Figura 5.9 – Diagrama retangular de tensões	115
Figura 5.10 – Esquema do sistema de ensaio	118
Figura 5.11 – Vista geral do Laboratório de Estruturas da FCT-UNL.....	118
Figura 5.12 – Posicionamento provisório do modelo experimental.....	119
Figura 5.13 – Sistema de fixação vertical do modelo experimental.....	120
Figura 5.14 – Sistema de fixação horizontal do modelo experimental	121
Figura 5.15 - Unidade de controlo de pressão hidráulica	121
Figura 5.16 – Sistema de aplicação do pré-esforço vertical e horizontal	122
Figura 5.17 – Sistema de ligação da viga ao atuador mecânico	123
Figura 5.18 – Posicionamento e aplicação de pré-esforço no sistema de ligação ao atuador mecânico.....	123
Figura 5.19 – Apoio para defletómetro vertical (esquerda) e horizontal (direita).....	123
Figura 5.20 – Elementos de fixação dos tubos para apoio de defletómetros.....	124
Figura 5.21 – Representação esquemática da distribuição de defletómetros no modelo experimental.....	125
Figura 5.22 – Plano de instrumentação do modelo experimental.....	125
Figura 5.23 – Defletómetros elétricos da TML dos tipos CDP-100 e CDP-50.....	126
Figura 5.24 – Posicionamento dos defletómetros.....	126
Figura 5.25 – a) Identificação dos extensómetros. b) Fixação do extensómetro. c) Proteção com silicone.....	127
Figura 5.26 – Sistema de apoio de defletómetros adotado para medição de deslocamentos na cantoneira	127
Figura 5.27 – <i>Data Logger</i> HBM <i>Spider 8</i> e programa associado <i>Catman</i>	128
Figura 5.28 – Procedimento de ensaio proposto pelo ECCS (adaptado de Reis, 2000).....	129
Figura 5.29– Procedimento de ensaio proposto pelo PRESSS (adaptado de Reis, 2000).....	129
Figura 5.30 – Representação gráfica da história de deslocamentos aplicada no ensaio (adaptado de Gião, et al., 2011)	131

Figura 5.31 – História de deslocamentos assimétrica (adaptado de Gião, et al., 2011).....	131
Figura 5.32 – Esquema de ligação do sistema de controlo automático.....	133
Figura 5.33 – Dados referentes à primeira fase do ensaio	134
Figura 5.34 – Fendas de flexão na face superior da laje junto à zona de ligação.....	135
Figura 5.35 – Fendas de esforço transversal na zona de mudança de secção	135
Figura 5.36 – Inconsistência verificada nos registos dos deslocamentos ao longo do tempo...	136
Figura 5.37 – Acréscimo de fendilhação de esforço transversal.....	136
Figura 5.38 – Alargamento da secção fendilhada na zona da ligação.....	136
Figura 5.39 – Evolução da fendilhação ao longo de cada incremento do deslocamento de referência.....	137
Figura 5.40 – Aspeto da face inferior da viga no final do ensaio.....	137
Figura 5.41 – Diagrama com a relação força-deslocamento correspondente à terceira fase do ensaio	138
Figura 5.42 – Escorregamento dos parafusos da ligação superior	138
Figura 5.43 – Resumo do ensaio em termos de ciclos realizados	139
Figura 5.44 – Vista geral do nível de dano ocorrido no modelo pré-fabricado (esquerda) e monolítica (direita).....	141
Figura 5.45 – Nível de dano ocorrido na face superior da ligação pré-fabricada (esquerda) e monolítica (direita).....	141
Figura 5.46 – Nível de dano ocorrido na face inferior da ligação pré-fabricada (esquerda) e monolítica (direita).....	141
Figura 5.47 – Diferença de curvatura na zona da ligação e na restante viga	142
Figura 5.48 – Demolição da zona envolvente das armaduras da laje.....	143
Figura 5.49 – Estrição nas armaduras “longitudinais” da laje	143
Figura 5.50 – Nível de dano observado nas cantoneiras inferior e superior	144
Figura 5.51 – Pormenorização das secções críticas da cantoneira superior	144
Figura 5.52 – Aspeto final das roscas das porcas soldadas nas chapas de ancoragem (esquerda) e respetivos parafusos de ligação (direita)	145

Figura 5.53 – Formação de rótulas plásticas unidirecionais num pórtico (Gião, et al., 2011) ..	145
Figura 5.54 – Acumulação da deformação da viga no sentido dos momentos negativos	146
Figura 5.55 – Nível de deformação observada nas diferentes etapas do ensaio.....	147

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Dimensionamento das cantoneiras superior e inferior	71
Quadro 3.2 – Armaduras adotadas	71
Quadro 3.3 – Valores resistentes dos cordões de soldadura	74
Quadro 3.4 – Força de tração nos parafusos	75
Quadro 3.5 – Valores resistentes da ligação aparafusada	77
Quadro 3.6 – Valores de referência para a força mínima de pré-esforço e para o momento de aperto.....	79
Quadro 3.7 – Principais características das fibras de aço (Gião et al., 2012)	83
Quadro 3.8 – Composição da argamassa de selagem (Gião et al., 2012)	85
Quadro 5.1 – Distribuição granulométrica dos agregados em percentagem de passados	106
Quadro 5.2 – Composição do betão referente às duas betonagens (valores de referência para 1m ³).....	107
Quadro 5.3 – Propriedades mecânicas do betão para as duas amassaduras	108
Quadro 5.4 – Composição da argamassa de selagem.....	110
Quadro 5.5 – Propriedades mecânicas da matriz usada na argamassa de selagem	112
Quadro 5.6 – Resultados dos ensaios monotónicos ao aço das cantoneiras.....	113
Quadro 5.7 – Dados da secção transversal.....	117
Quadro 5.8 – Estimativa dos valores resistentes de cedência e últimos.....	117

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

A pré-fabricação aplicada a estruturas de Engenharia Civil teve o seu ponto de maior ascensão, na Europa, na segunda metade da década de 40. A possibilidade de produção em grande escala, de forma controlada e racionalizada, permitiu a este método construtivo dar uma resposta adequada às necessidades emergentes de reconstrução após a Segunda Guerra Mundial (Ordonéz, 1974).

Descrito por Silva (1998) como “um processo de industrialização de elevado potencial, já no presente e com vantagens competitivas no mercado futuro da indústria da construção civil”, a pré-fabricação de estruturas de betão armado tem hoje um vasto campo de aplicação assumindo-se como uma aposta forte e competitiva no mercado futuro da Engenharia Civil.

As fortes potencialidades atribuídas a esta indústria deixariam a indicação de um acréscimo da implementação de soluções pré-fabricadas, no entanto, a prática corrente tem revelado precisamente o oposto. Em Portugal, excetuando algumas obras de maior envergadura (como pontes, viadutos, túneis, recintos desportivos, entre outros) e aplicações de soluções não estruturais (painéis de fachada e blocos de betão para paredes ou pavimentos), tem-se verificado um decréscimo da importância da pré-fabricação. Esta tendência tem sido seguida noutros países, com principal incidência nos países de elevada atividade sísmica, como é o caso da costa ocidental dos Estados Unidos da América, Nova Zelândia ou Japão. Dos fatores que mais contribuem para

este acentuado decréscimo, destacam-se (Proença, 1996): (i) a indefinição com que a generalidade dos regulamentos (de ações e de estruturas) vigentes em zonas sísmicas contemplam as estruturas pré-fabricadas; (ii) o défice de investigação neste contexto e a inexistência de um suporte científico (experimental e analítico) ao nível do que tem sido desenvolvido, nas últimas décadas, para as estruturas monolíticas; e (iii) o fraco desempenho das estruturas pré-fabricadas face a alguns sismos mais recentes.

Os argumentos enunciados em torno da pré-fabricação podem ser traduzidos na enumeração das principais vantagens e desvantagens que estes sistemas apresentam. O *bulletin* 27 da FIB (FIB, 2003) apresenta algumas das principais vantagens da introdução da pré-fabricação na construção, das quais se destacam as seguintes:

- Possibilidade de diminuição do período de construção, permitindo a disponibilização da obra num curto espaço de tempo levando ao pagamento mais reduzido de juros (valores associados a custos de financiamento);
- Elevada qualidade das peças pré-fabricadas, que é o resultado da produção em ambiente fabril, mais favorável e controlado, e da utilização de materiais de elevada qualidade. Esta qualidade manifesta-se, por exemplo, na perfeição dos acabamentos, na maior capacidade resistente dos betões, no melhor conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais, etc.;
- Maior durabilidade da construção como consequência da maior qualidade dos elementos pré-fabricados que, por serem produzidos em ambiente fabril, apresentam ainda menor vulnerabilidade às condições climatéricas;
- Redução de elementos de cofragem e de trabalhos em obra, diminuindo a necessidade de trabalhadores especializados em obra;
- Possibilidade de executar trabalhos em condições ambientais adversas (as betonagens “*in situ*” não devem ser executadas em temperaturas inferiores a -5°C).

Proença (1996), citando autores como Santos (1983), Bruggeling e Huyghe (1991), Richardson (1991) e Levitt (1982), refere ainda a possibilidade de racionalização e sistematização dos processos produtivos, as melhores condições de higiene e segurança no trabalho e a redução dos trabalhos em obra como elementos favoráveis a este método construtivo. O mesmo autor aponta a maior propensão para a inovação tecnológica, fruto de alguns desenvolvimentos recentes como a construção segmental, betão reforçado com fibras, betões de elevada resistência, betão auto-compactável (SCC), etc. O betão translúcido e o betão flexível são também bons exemplos da mais recente

inovação associada à aplicação das novas tecnologias na pré-fabricação de elementos em betão.

O *bulletin* 27 da FIB (FIB, 2003) apresenta, da mesma forma, algumas das principais desvantagens inerentes à utilização da pré-fabricação como método construtivo, entre elas:

- Necessidade de desenvolvimento de métodos novos e efetivos para promover a ligação dos elementos pré-fabricados capazes de resistir às ações sísmicas mantendo a integridade da estrutura. Normas de dimensionamento e execução que abranjam todas as necessidades do ponto de vista do comportamento sísmico aplicadas a estruturas pré-fabricadas nem sempre estão disponíveis, havendo muita falta de investigação nesse domínio;
- As técnicas construtivas referentes a ligações entre elementos pré-fabricados podem não ser as mais correntes, implicando um acompanhamento e controlo de qualidade bastante rigoroso (a falta de rigor no dimensionamento e acompanhamento na fase de execução tem originado ocorrências catastróficas, do ponto de vista do comportamento estrutural, em alguns sismos ocorridos);
- Maior exigência de equipamento pesado em estaleiro para a movimentação dos elementos pré-fabricados;
- As tolerâncias permitidas são relativamente limitadas o que implica um maior controlo dimensional dos elementos. Estas exigências têm por função acautelar eventuais desvios dimensionais dos componentes ou do seu deficiente posicionamento em obra, uma vez que qualquer um destes erros pode inviabilizar a montagem da estrutura.

Proença (1996) citando igualmente Santos (1983), Bruggeling e Huyghe (1991), Richardson (1991) e Levitt (1982), aponta ainda como desvantagem, a menor flexibilidade arquitetónica, quando o objetivo é tirar a máxima rentabilidade da sistematização e da normalização dos componentes pré-fabricados. O maior desconhecimento sobre o desempenho das ligações face às ações aplicadas à estrutura é também um ponto de destaque do autor. Tratando-se de zonas singulares, não lhes são aplicáveis os procedimentos de dimensionamento de estruturas contínuas, tornando complexa a tarefa de garantir a conformidade com os pressupostos de projeto.

Também Silva (1998) procede à enumeração das vantagens e desvantagens da pré-fabricação, apontando as ligações estruturais como principal limitador da sua utilização.

Realizando uma retrospectiva das desvantagens apontadas, é notória a constante referência às ligações estruturais com ponto de descrédito das estruturas pré-fabricadas, podendo-se afirmar, de forma sintetizada, que o desconhecimento do desempenho sísmico dos sistemas de pré-fabricação correntes tem contribuído, de forma decisiva, para a fraca expansão da pré-fabricação em países com elevado risco sísmico.

1.2 OBJETIVOS

Sendo evidentes as potencialidades da pré-fabricação, assim como a enorme capacidade de adaptação às exigências arquitetónicas e funcionais da Engenharia Civil, os problemas associados às ligações estruturais continuam a contribuir para algum descrédito relativamente a esta solução construtiva. A maior orientação dos códigos e documentos normativos para as estruturas monolíticas constitui, igualmente, um dos fundamentos fulcrais para continuar a apostar nesta solução estrutural em detrimento de soluções pré-fabricadas.

Neste sentido, este trabalho tem como principal objetivo o desenvolvimento de uma ligação viga-pilar contínua para estruturas reticuladas com recurso à utilização de cantoneiras metálicas como elemento de continuidade das armaduras inferior e superior, apresentando ainda a capacidade de dissipação de energia sísmica. O sistema desenvolvido deverá seguir as atuais orientações de conceção sísmica das estruturas, garantindo a sua integridade estrutural e capacidade de dissipação de energia, quando sujeitas a ações sísmicas intensas.

Devido à lacuna existente no que respeita a trabalhos de investigação realizados em Portugal, relativamente a este tipo de ligações, e como forma de complementar o suporte científico (experimental e analítico) existente, foi executado um modelo físico representativo do sistema modelado. Este modelo foi sujeito a um ensaio de carregamento cíclico para estudar o seu comportamento para ações sísmicas.

Pretende-se ainda realizar uma análise comparativa com soluções de modelos de estrutura monolítica (realizados por Gião, 2012), de forma a garantir que o referido suporte científico contribui para o enquadramento regulamentar do sistema pré-fabricado ensaiado, garantindo condições análogas entre os dois métodos construtivos.

1.3 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos nos quais se incluem a introdução e as conclusões e considerações finais, constituindo o primeiro e último capítulo respetivamente.

O segundo capítulo inicia-se com a caracterização geral dos sistemas estruturais mais comuns nas estruturas pré-fabricadas, com particular enfoque nas estruturas reticuladas, assim como a descrição do seu comportamento sísmico. Esta caracterização passará, necessariamente, pela classificação das estruturas pré-fabricadas e pela enumeração das exigências funcionais a satisfazer por estes sistemas estruturais. Como complemento à compreensão da problemática das ligações estruturais, é ainda apresentada uma exposição do comportamento registado por estruturas pré-fabricadas em alguns dos sismos mais recentes (nomeadamente o sismo de Tangshan – China em 1976, o sismo de Spitak – Arménia em 1988, o sismo de Northridge – E.U.A. em 1994, o sismo de Kocaeli e Düzce – Turquia em 1999). Este capítulo finaliza-se com a apresentação do enquadramento regulamentar aplicado a estruturas pré-fabricadas em países de elevada sismicidade (como Portugal, E.U.A., Nova Zelândia e alguns países do sul Europeu), seguido de uma retrospectiva dos trabalhos de investigação realizados no âmbito deste tema, como forma de sintetizar o estado atual do conhecimento.

O capítulo seguinte tem como objetivo apresentar o sistema de ligação desenvolvido indicando as suas principais características e soluções tecnológicas utilizadas. Este capítulo inicia-se com a apresentação do sistema de ligação proposto, fazendo uma enumeração das suas características gerais e a descrição das soluções tecnológicas adotadas no referido sistema. Apresenta-se ainda as características do modelo monolítico de referência e são expostos os processos adotados no dimensionamento dos elementos constituintes da ligação.

O capítulo 4 apresenta todo o processo de execução do modelo experimental, destacando os pontos mais relevantes do faseamento construtivo. É ainda apresentada uma listagem de todos os erros de execução observados ao longo deste processo, descrevendo as soluções adotadas e eventuais implicações no desempenho do modelo experimental.

No capítulo 5 é apresentado o programa experimental realizado para o estudo do comportamento da ligação sujeita a carregamento cíclico com consideração de cargas gravíticas. O modelo ensaiado pretende avaliar a resposta histerética da ligação viga-pilar considerando o efeito da presença das cargas gravíticas, fazendo corresponder

o procedimento de ensaios às condições reais de uma estrutura aquando da atuação de um sismo.

Por último, no capítulo 6, é efetuado um resumo dos pontos fulcrais desta dissertação, salientando as principais conclusões obtidas deste trabalho de investigação. São também apresentadas as principais ilações retiradas do presente trabalho de investigação com referência a algumas notas indicativas para futuros desenvolvimentos.

Capítulo 2

ENQUADRAMENTO DO SISTEMA DE PRÉ-FABRICAÇÃO

2.1 INTRODUÇÃO

Na indústria da pré-fabricação, o conceito de “sistema estrutural” é frequentemente considerado como parte da competitividade do negócio, tendo cada fabricante o seu próprio sistema estrutural, trazendo, naturalmente, uma maior competitividade interempresarial da qual resultam benefícios acrescidos para o cliente (FIP, 1994).

O comportamento de uma estrutura pré-fabricada é bastante condicionado pelo modo como são dimensionadas e distribuídas as suas ligações, permitindo a adoção de um vasto leque de sistemas estruturais que são utilizados por cada fabricante para apresentar no mercado os seus próprios sistemas normalizados. Este facto constitui um entrave para os projetistas que têm maior aptidão para enveredar por soluções personalizadas ao invés de sistemas estruturais pré-concebidos por terceiros que trazem alguma desconfiança relativamente à sua fiabilidade estrutural.

2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Apesar da variedade de soluções estruturais disponíveis no mercado, umas mais completas que outras, todas elas estão limitadas a um conjunto básico de sistemas estruturais que apresentam princípios de dimensionamento idênticos.

Os sistemas estruturais de betão pré-fabricado mais comuns são (FIP, 1994; Silva, 1998; FIB, 2008; Elliott, 2002):

- Sistemas reticulados;
- Sistemas de paredes resistentes;
- Sistemas / Estruturas celulares (em caixão);
- Lajes de pavimento e de cobertura;
- Painéis de fachada.

Vários destes sistemas estruturais podem ser combinados na mesma construção pré-fabricada, dando origem a sistemas híbridos.

2.2.1 Sistemas Reticulados

As estruturas reticuladas têm por base uma composição de vigas e pilares ligados entre si, podendo, pontualmente, apresentar paredes ou núcleos resistentes como forma de incremento da resistência da estrutura às ações horizontais.

O tipo de estrutura a adotar depende do tipo de utilização dos edifícios, podendo variar entre sistemas não contraventados, no caso de edifícios de um a três pisos, e sistemas contraventados por paredes resistentes e núcleos de escadas e elevadores, no caso de edifícios de vários pisos. O primeiro caso é maioritariamente utilizado na construção de edifícios industriais, em que a estrutura é constituída por pilares encastrados na fundação e vigas de cobertura simplesmente apoiadas nos pilares (Figura 2.1). À medida que o número de pisos vai aumentando, ocorre uma diminuição dos vãos e um aumento da secção transversal dos pilares, como forma de fornecer à estrutura uma resistência adicional ao incremento das cargas gravíticas (por aumento do número de pisos) e às ações sísmicas provenientes do desenvolvimento em altura da construção. O segundo caso tem um campo de aplicação orientado a edifícios destinados a escritórios e habitação, apresentando uma estrutura composta por vigas e pilares contraventados por núcleos de escadas e elevadores e paredes resistentes (Figura 2.2), pré-fabricados ou betonadas *in-situ*.



Figura 2.1 – Edifício da unidade industrial da Fundação Dois Portos em Torres Vedras (elementos pré-fabricados produzidos pela Concremat, S.A.): estrutura reticulada de piso único



Figura 2.2 – Edifício de escritórios situado em Bruxelas, Bélgica: estruturas reticuladas de 36 e 37 pisos (FIB, 2011a)

2.2.2 Sistemas de Paredes Resistentes

Este sistema estrutural apresentou uma grande expansão nos anos 50, com maior incidência nos países Leste-Europeus, face à necessidade de construção em grande escala, seguindo um plano normalizado e com reduzidos custos de execução. Ainda hoje este método construtivo é amplamente utilizado em países em clara expansão, como é o caso dos Emirados Árabes Unidos, nomeadamente os Emirados de Abu Dhabi e Dubai (Gulf, 2011). Está em curso nesta região, um projeto que prevê a construção de mais de 13.000 moradias com recurso a este método construtivo, tirando partido da

rapidez de execução associada às vantagens da construção modular que possibilita minimização do custo global da obra (Figura 2.3).

As paredes resistentes podem surgir isoladamente ou agrupadas em núcleos resistentes (constituintes, normalmente, dos núcleos de escadas e de elevadores), podendo ainda funcionar como elemento único da superestrutura, resistindo às cargas atuantes (na ausência de pilares e vigas).



Figura 2.3 – Construção sequencial de 2000 moradias na área de Al Falah, Abu Dhabi, com recurso a sistemas de paredes resistentes (Gulf, 2011)

Estes painéis podem ainda ter incluídas aberturas para portas e janelas assim como negativos para passagem de tubagens para instalação das especialidades.

Tirando partido das recentes inovações ao nível do sistema de moldes, estes painéis podem também enriquecer os aspetos arquitetónicos das construções, conseguindo abranger, de forma eficaz, praticamente todas as suas exigências (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Moradia executada em sistemas de paredes resistentes (Pacadar, 2011)

2.2.3 Sistemas/Estruturas Celulares

As estruturas celulares são usadas como elementos singulares que podem ou não integrar parcelas constituintes de edifícios, como casas de banho, cozinhas, garagens, entre outros.

Estes sistemas apresentam, como principal vantagem, a possibilidade de integrar todos os acabamentos e equipamentos necessários ao seu funcionamento, ficando a sua entrada em funcionamento apenas dependente da ligação às redes locais. Porém, devido a limitações de transporte, não podem apresentar dimensões muito avultadas, sendo apenas viável a sua utilização parcelar. A Figura 2.5 ilustra um sistema celular a aplicar em estabelecimentos prisionais.



Figura 2.5 – Bateria de estruturas celulares para aplicação em estabelecimentos prisionais (Oldcastle, 2011)

2.2.4 Lajes de Pavimento e de Cobertura

Quer se trate de estruturas betonadas *in situ* ou de estruturas pré-fabricadas, as lajes têm funções similares (Silva, 1998; Reis, 2000; Albarran, 2008): (i) resistir às cargas gravíticas, transmitindo-as à restante estrutura; (ii) garantir a distribuição transversal de cargas concentradas; (iii) conferir o efeito de diafragma rígido, de modo a transmitir aos pilares e paredes resistentes, de forma eficaz, as cargas horizontais resultantes de ações como vento e o sismo.

Por se tratar de um componente pré-fabricado, a sua ligação aos restantes elementos terá que ser efetivada de forma a garantir o efeito de diafragma rígido. Como tal, recorre-se frequentemente a betonagens em obra da face superior das lajes e dos elementos de

contorno, com inclusão de armaduras, de forma a garantir a ligação efetiva entre os diferentes elementos pré-fabricados.

Sendo o elemento principal das estruturas reticuladas, e também o que reflete um custo parcelar mais avultado, os sistemas de laje utilizados influenciam diretamente os restantes elementos (vigas e pilares ou paredes resistentes).

Os sistemas de lajes pré-fabricadas mais comuns são:

- lajes de vigotas pré-esforçadas e blocos de aligeiramento;
- pré-lajes;
- lajes alveoladas;
- lajes em T e π (duplo T).

As lajes de vigotas pré-esforçadas são soluções comuns em estruturas betonadas *in situ*, em que o conceito de “pré-fabricação” se restringe apenas às vigotas e aos blocos de aligeiramento. Têm capacidade de vencer vãos até 7 metros, embora tenham que ter escoramentos aos 3 metros na fase de construção e de cura do betão da lâmina superior.

Tal como o sistema anterior, as pré-lajes (Figura 2.6) são cofragens perdidas resistentes, no entanto, diferem das anteriores pela dimensão que cada elemento de laje pré-fabricada pode assumir. Devido a limitações impostas pelas dimensões dos transportes para obra, as pré-lajes apresentam uma largura não superior a 2.45 metros e até 12 metros de comprimento. A sua espessura pode variar entre 0.05 e 0.12 metros, sendo a laje final a conjugação da pré-laje com uma camada de betão a ser betonado em obra. Por este motivo, à semelhança do anterior sistema, também este carece de escoramentos provisórios a cada 3 metros, o que se afigura como uma desvantagem relativamente a outros sistemas existentes.

Estas lajes são geralmente armadas apenas na direção do vão, podendo ser pré-esforçadas por pré-tensão. Estes elementos possuem uma armadura disposta em treliça que tem como funções rigidificar e resistir durante o transporte, montagem e betonagem do betão complementar e melhorar a ligação ao betão a colocar em obra (Figura 2.6).



Figura 2.6 – Movimentação e posicionamento em obra de uma pré-laje (Emfil, 2011)

Os pavimentos ou coberturas de lajes alveoladas (ou alveolares) são compostos por pranchas pré-fabricadas, de forma retangular, dispostas lado a lado (Figura 2.7). Apresentam uma largura 1.2 metros e comprimento do vão a vencer, que pode chegar aos 20 metros, variando a sua espessura entre 0.12 e 0.80 metros. A espessura total em pavimentos pode ser pré-dimensionada recorrendo à expressão: $h = l/(35 \text{ a } 40)$ e em coberturas: $h = l/(40 \text{ a } 45)$ (Lúcio, 2006).



Figura 2.7 – Disposição de lajes alveoladas em obra (Mabetón, 2011)

Fazendo alusão ao seu nome, estas lajes são vazadas com alvéolos moldados longitudinalmente durante o processo produtivo, que é feito em pistas com aproximadamente 100 metros de comprimento (Figura 2.8). Após o pré-tensionamento da armadura disposta segundo a maior direção (a única armadura presente na prancha) e a cura do betão, as pranchas são segmentadas de acordo com a medida pretendida.



Figura 2.8 – Instalações de produção da Mabetón S.A., em Espanha (Mabetón, 2011)

A presença dos alvéolos tem por objetivo diminuir o peso próprio da prancha. Ao contrário dos sistemas anteriormente referidos, as lajes alveoladas são autoportantes, não necessitando por isso de escoramento intermédio, o que potencia a rapidez de execução dos pavimentos.

As lajes em T ou duplo T têm dimensões que podem ir até 2,50 metros de largura e comprimentos que permitem vencer vãos até 24 metros, sendo normalmente pré-tensionadas. Este tipo de lajes tem um campo de aplicação mais direcionado para estruturas que, devido ao tipo de uso, apresentam exigências particulares no que diz respeito a vãos livres entre pilares (como é o caso de parques de estacionamento, superfícies comerciais, etc.).

A Figura 2.9 mostra um exemplo de uma laje em duplo T, com sistema de apoio em consola curta, sujeita a um ensaio de carga para avaliar a deformação a meio vão (ensaio realizado pela Concremat S. A.).



Figura 2.9 – Laje em duplo T para aplicação em piso de cobertura (fabricada pela Concremat, S.A.)

2.3 LIGAÇÕES ESTRUTURAIS

As estruturas pré-fabricadas estão geralmente aliadas à possibilidade de as subdividir nos elementos que a compõem, produzindo cada um deles em fábrica, obtendo-se a estrutura final após a montagem em obra. Essa montagem pressupõe a existência de sistemas adequados de ligação que permitam atribuir, a este tipo de estruturas, a fiabilidade e eficiência das estruturas betonadas *in situ*. Para alcançar esse objetivo, as ligações estruturais devem garantir o cumprimento de um conjunto de requisitos que os edifícios devem obedecer de forma a desempenhar as suas funções.

Uma das imagens de marca da pré-fabricação é a rapidez de execução e o reduzido número de trabalhos em obra, logo importa que as ligações não constituam um entrave e sejam previstas para locais de fácil acesso e montagem. Surge então um problema com que os projetistas geralmente se deparam: a localização ideal (do ponto de vista de facilidade de execução) coincide com as zonas de maiores esforços, com particular relevância para as ações sísmicas. Como forma de contornar este problema, desenvolveram-se soluções que passam por deslocar as ligações para as zonas de menores esforços (a meio vão dos pilares e a um quarto de vão das vigas). Estas soluções revelaram-se bastante eficazes, do ponto de vista estrutural, mas tendem a aumentar a complexidade das peças pré-fabricadas e tornam a sua execução em obra mais complexa e morosa, retirando competitividade a este tipo de estruturas.

Outros aspetos que devem ser considerados quando se opta por uma solução pré-fabricada relacionam-se com a simplicidade e com o número de ligações a realizar em obra. Deve-se, por isso, estabelecer um equilíbrio entre a quantidade de ligações a realizar em obra e a dimensão e geometria dos elementos pré-fabricados. A utilização de ligações simples permite uma maior adaptação e compreensão por parte do trabalhador, aumentando a produtividade e reduzindo o tempo de execução. A segmentação da estrutura em elementos de geometrias simples e de dimensões adequadas traz vantagens, não só ao nível do fabrico, como na redução de custos de transporte e de material de suspensão em obra.

2.3.1 Exigências Funcionais

As ligações estruturais, para além de assegurarem a continuidade entre os diferentes elementos, têm como objetivo equiparar esta solução estrutural a soluções que apresentem ligações monolítica, geralmente associadas a estruturas betonadas *in situ*, em termos de capacidade resistente e eficiência sísmica. Desta forma, as exigências

funcionais das estruturas pré-fabricadas são comuns à que caracterizam as estruturas de betão armado betonadas *in situ*, acrescendo as exigências funcionais a cumprir pelas ligações que as integram.

Alguns autores e instituições têm estabelecido conjuntos de requisitos a serem desempenhados pelas ligações estruturais aquando da sua conceção e dimensionamento. Segundo a FIB (2008), devem ser satisfeitas as seguintes exigências funcionais:

- **resistência mecânica:** as ligações entre elementos, na sua totalidade, devem apresentar uma capacidade resistente adequada às ações atuantes durante o tempo de vida útil da estrutura. Para além das ações correntes (comuns a todas as estruturas), devem ainda ser considerados os efeitos provenientes das restrições a variações volumétricas resultantes de variações diferenciais de temperatura ou retração diferencial do betão (no caso de betões de idades diferente) e a ocorrência de excentricidades não previsíveis. A estabilidade e equilíbrio global da estrutura deve ser igualmente assegurado ao longo das diferentes fases de montagem, devendo-se considerar a menor redundância estrutural em fases anteriores à efetivação das ligações.
- **ductilidade:** pretende-se, em termos gerais, que a estrutura apresente a capacidade de sofrer grandes deformações antes da ruína. Em estruturas pré-fabricadas a ductilidade ocorre ao nível dos seus elementos e respetivas ligações. Tratando-se de estruturas de betão armado, as exigências de ductilidade são cumpridas quando a rotura ocorre por tração do aço ao invés da compressão do betão, evitando desta forma a ocorrência de fenómenos de rotura frágil (característicos do esmagamento do betão, rotura das soldaduras, etc.);
- **durabilidade:** todos os componentes da estrutura, em especial as ligações, devem ostentar as características de durabilidade adequadas ao tipo de exposição ambiental que irão experimentar ao longo da sua vida útil. Deve ser dada especial atenção aos elementos metálicos expostos, assegurando a proteção contra corrosão adequada quer por envolvimento com betão ou argamassa, quer por tratamentos anticorrosivos para superfícies expostas;
- **resistência ao fogo:** as estruturas pré-fabricadas devem-se equiparar às betonadas *in situ* no que diz respeito ao cumprimento das especificações regulamentares de segurança ao fogo (FIB, 2008; NP EN 1992-1-2, 2010; RSCI, 2010). Na presença de elementos metálicos aparentes (consolas curtas, chapas de ligação, cantoneiras, etc.), torna-se necessário o seu envolvimento em betão

ou qualquer outro material que assegure todas as características de isolamento necessário para garantir resistência adequada ao fogo;

Acrescendo às exigências funcionais listadas anteriormente, outros autores (Proença, 1996; Reis, 2000; Silva, 1998 e Tomás, 2010) referem ainda: (i) exigências de transporte (os elementos pré-fabricados devem possuir acessórios de suspensão para a movimentação na carga, descarga e montagem e apresentar dimensões compatíveis com os transportes disponíveis); (ii) exigências com limitação do custo global (a previsão de custos deve contemplar, para além do consumo de material, todas as operações de produção, transporte e montagem da estrutura, especialização da mão de obra assim como custos subsequentes do financiamento, manutenção e exploração); (iii) exigências estéticas (algumas exigências arquitetónicas podem obrigar à definição de um aproveitamento estético em alguns tipos de ligações, não representando, na maioria dos casos, acréscimos excessivos do custo final da obra); (iv) exigências de tolerâncias dimensionais (o dimensionamento da ligação deve prever eventuais desvios dimensionais abrangidos pela tolerância das dimensões dos próprios elementos ou do seu posicionamento em obra).

Relativamente ao último ponto, o PCI (2000) apresenta um manual com recomendações para tolerâncias a considerar em estruturas pré-fabricadas, apresentando ainda as principais razões que levam à possibilidade de ocorrência dos referidos desvios.

2.3.2 Tipos de Ligações

Existem no mercado vários tipos de ligações que visam satisfazer as necessidades decorrentes da igual diversidade de soluções estruturais de sistemas pré-fabricados. Cada ligação pode ser agrupada, adotando determinados critérios de classificação, segundo o tipo de ligação que representa.

Sendo o principal objetivo deste capítulo proporcionar um enquadramento geral do sistema de ligação pré-fabricada desenvolvida, exclui-se a exposição exaustiva dos critérios de agrupamento de cada tipo de ligação, podendo estes ser consultados de forma detalhada no PCI (1988) ou em publicações e trabalhos já realizados (Santos, 1983; Bruggeling, 1991; Proença, 1996).

Segundo Silva (1998), e Albarran (2008) citando este, a caracterização das ligações pode ser feita segundo os seguintes parâmetros:

- a) Tipo de elementos a ligar

Esta é a classificação que representa motivo de maior interesse no âmbito da identificação inequívoca do tipo de ligação, é ainda a mais utilizada por apresentar um carácter bastante sugestivo. Listam-se de seguida os casos mais típicos de ligações:

- ligações **viga-pilar**, realizadas nas extremidades das vigas e dos pilares na zona dos nós;
- ligações **viga-viga**, realizadas entre troços de vigas ou entre vigas principais e secundárias;
- ligações **viga-parede**, realizadas na extremidade das vigas e em qualquer zona da parede devidamente adaptada para receber os elementos de viga;
- ligações **pilar-fundação**, realizadas entre as extremidades inferiores dos pilares e as fundações (podendo estas ser pré-fabricadas ou betonadas *in situ*);
- ligações **pilar-pilar**, realizadas entre troços de pilar, geralmente a meia altura;
- ligações **laje – viga**, realizadas entre os bordos das lajes e as vigas de suporte;
- ligações **laje-laje**, realizadas entre painéis de laje pré-fabricados (recorre-se geralmente a juntas de betonagem, betonadas *in situ* assim como juntas de preenchimento para assegurar a continuidade destes elementos);
- ligações **laje-parede**, realizadas entre os bordos da laje e qualquer zona da parede devidamente adaptada para receber os elementos de laje (situação bastante utilizada quando se executam escavações por paredes moldadas);
- ligações **parede-parede**, realizadas entre troços de parede, podendo ser materializadas com recurso a juntas horizontais ou verticais betonadas *in situ* ou por meios de dispositivos (do tipo macho fêmea) localizados nas extremidades de cada troço;
- ligações **parede-fundação**, realizadas entre as extremidades inferiores da parede e a fundação;
- ligações **painel-painel**, realizadas entre dois painéis dispostos em paralelo;
- ligações de **painéis de fachada**, realizadas entre painéis de fachada e elementos estruturais.

b) Processo de execução

Os processos de execução de ligações em obra são bastante variados, apresentando, por vezes, um elevado grau de complexidade, fruto das condicionantes presentes em obra, distinguindo-se os seguintes:

- ligações de **apoio simples**, realizadas sem recurso a qualquer elemento de fixação entre elementos, sendo o peso próprio e a resistência dos materiais responsáveis por assegurar a ligação (exclui-se a sua viabilidade em zonas de sismicidade elevada);
- ligações de **continuidade betonadas em obra**, realizada nas zonas entre elementos pré-fabricados garantindo a continuidade da ligação (efetuando a emenda de armaduras) e preenchendo as folgas com betão ou argamassa;
- ligações **pré-esforçadas**, realizadas com recurso a cabos ou barras de pré-esforço, colocados na zona da junta de ligação, aos quais é aplicada uma força de pós-tensão que garante a ligação dos elementos;
- ligações **coladas**, realizadas com recurso a resinas epoxídicas ou caldas de cimento que asseguram a ligação entre as superfícies de contacto dos elementos;
- ligações **soldadas**, realizada através da soldadura de elementos metálicos salientes das peças pré-fabricadas (chapas, perfis, varões, etc.);
- ligações **aparafusadas**, realizadas seguindo processos construtivos recorrentes nas estruturas metálicas ou mistas, sendo as ligações efetivadas por elementos metálicos e parafusos.

c) Natureza do esforço predominante transmitido pela ligação

As ligações têm como principal função assegurar a transmissão de esforços entre elementos, devendo estes representar a base de análise predominante para o dimensionamento das ligações:

- ligações de **compressão**;
- ligações de **tração**;
- ligações de **flexão**;
- ligações de **corte**.

Muitas vezes estas ligações são classificadas segundo a sua ação dominante, como “ligações de corte”, “ligações de flexão”, etc. No entanto, a grande maioria das ligações estruturais deve ter a capacidade de transferir uma combinação destas ações básicas, devendo ser sempre realizada uma análise que considere a referida combinação de esforços.

d) Graus de liberdade admitidos

Dependendo dos graus de liberdade admitidos, as ligações classificam-se:

- ligações **simplesmente apoiadas**: apresentam rigidez de flexão nula, transmitem esforços de corte e os esforços axiais são transmitidos por atrito entre as superfícies de contacto;
- ligações **articuladas**: a transmissão de esforços é equivalente às simplesmente apoiadas, tendo a particularidade de existirem dispositivos de fixação (geralmente metálicos) que asseguram a transmissão de esforços axiais;
- ligações **rígidas** (ou de continuidade total): ligações diretamente comparáveis as ligações monolíticas das estruturas betonadas em obra, pois são projetadas de acordo com as mesmas diretrizes normativas. A deformabilidade por flexão é nula, sendo os momentos fletores e esforços normais e de corte transmitidos integralmente;
- ligações **semirrígidas** (ou de continuidade parcial): permitem a transmissão de esforços normais e de corte, sendo os momentos fletores transmitidos em conformidade com os movimentos de rotação permitidos por este tipo de ligação. Desta forma, este tipo de ligação fornece algum grau de monolitismo, embora inferior ao das ligações rígidas.

Silva (1998) refere ainda os materiais utilizados como um critério de classificação para as ligações, embora não o dissocie do processo construtivo, considerando-o fator determinante na escolha dos materiais.

Relativamente à apresentação detalhada de ligações, é possível encontrar bibliografia específica e alguns trabalhos realizados, dos quais se podem destacar o PCI (1988) e Silva (1998). No entanto, por ser assunto de interesse e representar o objeto de estudo deste trabalho, segue-se a apresentação mais particularizada das ligações do tipo viga-pilar mais recorrentes.

2.3.3 Ligação Viga-Pilar

Nos pontos anteriores, foi feita uma descrição mais abrangente do tipo de estruturas existentes, com o objetivo de apresentar um panorama geral do universo de soluções pré-fabricadas disponíveis. Pretende-se seguidamente restringir o campo de análise às estruturas reticuladas, em particular, às ligações do tipo viga-pilar que garantam a transmissão integral de esforços de flexão entre os elementos confluentes nas juntas, indo de encontro à solução proposta. Desta forma, num âmbito mais restrito das estruturas reticuladas, exclui-se as ligações que não garantem continuidade total entre os elementos pré-fabricados, por apresentarem incompatibilidades quanto à sua utilização em zonas sísmicas.

Relativamente às ligações viga-pilar destacam-se dois tipos de ligação de uso frequente em estruturas pré-fabricadas: ligações compósitas ou húmidas (*composite/wet connections*) e ligações secas (*dry connections*) (PCI, 1988). As primeiras caracterizam-se pela necessidade da realização de trabalhos de betonagem *in situ* na região do nó, sendo que, para as segundas, apenas são feitos trabalhos de selagem, com argamassas apropriadas, da junta entre elementos.

É prática comum, na execução de ligações húmidas, que a betonagem do nó seja feita em simultâneo com a betonagem da lâmina de compressão da laje assim como da parte superior da viga. As pré-vigas são fabricadas apenas com armadura longitudinal inferior (saliente para amarração no nó) e armadura transversal à vista para cintagem da armadura longitudinal superior, colocada após posicionamento dos elementos em obra. Este procedimento obriga a uma atenção especial em fase de projeto, uma vez que a pré-viga deve ser dimensionada para resistir, não só ao seu peso próprio, mas também à camada de betão moldada em obra e à parcela do peso da laje correspondente. A Figura 2.10 ilustra, esquematicamente, algumas das soluções mais utilizadas em ligações húmidas.

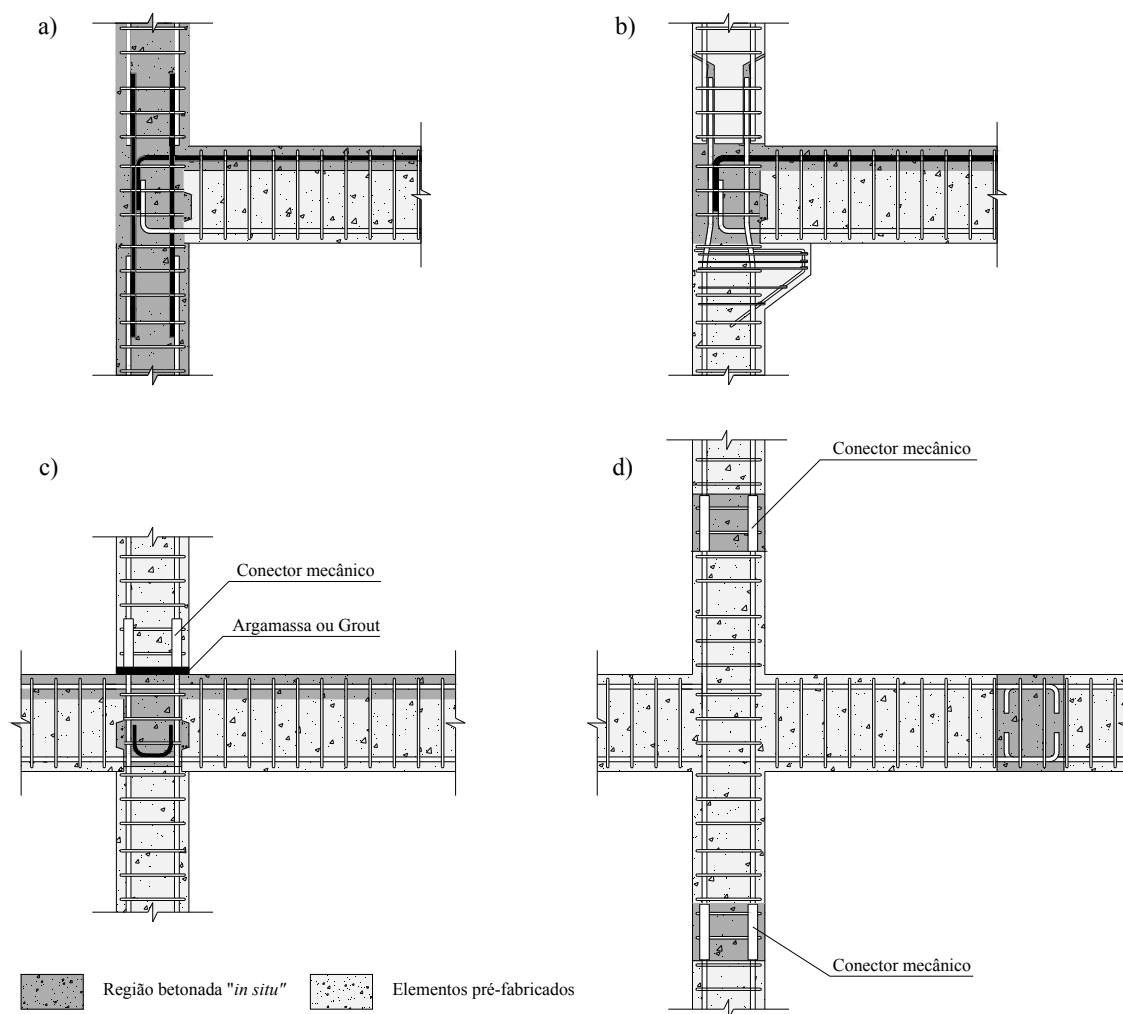


Figura 2.10 – Representação esquemática de ligações húmidas correntes (adaptado de Santos, 1983 e FIB, 2003)

As Figura 2.10 a) e b) ilustram um caso particular de um pilar de extremidade moldado em obra e pré-fabricado, respetivamente, ligado a uma pré-viga. Para ambas as soluções, a ligação viga-pilar é executada de igual forma, isto é, a armadura longitudinal inferior (saliente do elemento pré-fabricado) e superior (colocada em obra) é dobrada para o interior do pilar para posterior amarração. A principal diferença entre as duas soluções está na ligação pilar-pilar. No primeiro caso, esta ligação é efetivada por sobreposição de varões da armadura longitudinal, assegurando desta forma a continuidade deste elemento. No segundo caso, a ligação de continuidade entre pilares é realizada por intermédio de armaduras salientes de um dos troços de pilar, que serão posteriormente seladas em cavidades existentes no troço contíguo de pilar. Esta solução apresenta ainda uma consola curta no pilar permitindo o apoio da viga e eliminando a necessidade de escoramentos provisórios. A execução de consolas curtas nem sempre é

possível de realizar, uma vez que pode não ser compatível com as exigências arquitetónicas do edifício (relacionadas com a estética). A ligação ilustrada na Figura 2.10 c) é em tudo semelhante à anterior, exceção feita para o facto de se tratar de um pilar interior em que a armadura longitudinal da viga apresenta continuidade e da ligação de continuidade entre pilares ser feita por intermédio de conectores mecânicos.

A Figura 2.10 d) ilustra um sistema de ligação que não se enquadra no tipo de ligação descrita neste ponto, pois na realidade as ligações a realizar enquadram-se apenas no tipo de ligação “viga-viga” e “pilar-pilar”. Justifica-se a sua apresentação pelo facto de representar igualmente uma ligação húmida em que os nós de ligação são betonados em obra.

Para todas as soluções expostas é necessário assegurar a colocação de armadura de cintagem na zona dos nós, de forma a garantir o confinamento da armadura longitudinal. É igualmente importante prever sistemas de escoramento no vão das vigas, em fase de montagem, até que o betão colocado em obra obtenha a resistência desejada, podendo, no entanto, ser dispensados caso existam dispositivos de apoio (provisórios ou definitivos) nos pilares que assegurem o adequado suporte da viga (Figura 2.10 b)).

As ligações húmidas apresentam comprovadas vantagens por permitirem níveis de tolerância dimensional da geometria das vigas e posicionamento dos pilares relativamente elevados. O comportamento estrutural experimentado por este tipo de ligações, segundo testes realizados, assemelha-se, de forma significativa, ao de ligações monolíticas, apresentando apenas níveis de deformabilidade superiores (Proença, 1996). Contudo, este tipo de ligações envolve trabalhos adicionais em obra (betonagem dos nós), o que induz elevados tempos de espera na montagem da estrutura.

As ligações secas caracterizam-se, como já foi referido, por possibilitar a sua execução sem recorrer à betonagem do nó de ligação, sendo esta efetivada com recurso a soldadura, aparafusamento ou pré-esforço, seja ele local ou em toda a viga. A Figura 2.11 ilustra, para o caso particular de um pilar exterior, as quatro soluções construtivas referidas, que se relacionam pelo facto do pilar ser contínuo na zona de ligação viga-pilar. Este tipo de ligação exige um posicionamento com algum grau de rigor, tendo menor propensão a desvios geométricos ou de posicionamento, devendo ser feito um controlo mais apertado destes parâmetros.

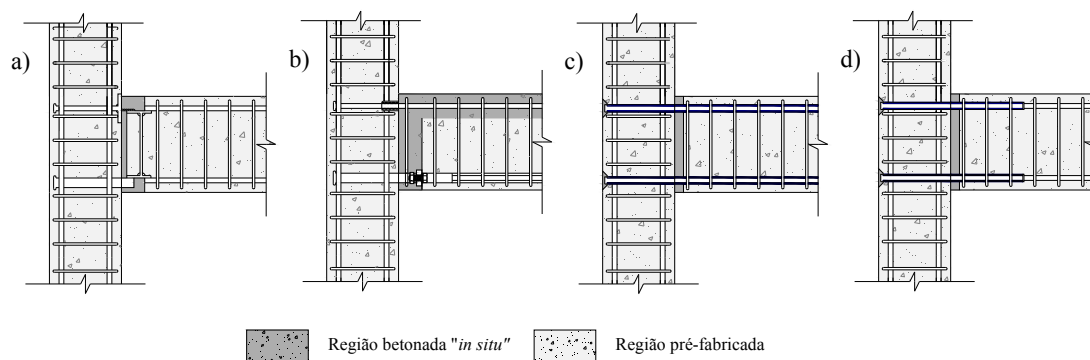


Figura 2.11 – Representação esquemática de ligações secas correntes (adaptado de Santos, 1983 e FIB, 2003)

A Figura 2.11 a) ilustra um exemplo genérico de uma ligação soldada não representando por si só a totalidade das soluções, uma vez que esta técnica alberga inúmeras variantes, em função do sistema de ligação idealizado e dos esforços transmitidos. No caso apresentado, tanto a viga como o pilar contêm elementos metálicos (colocados na fase de produção dos elementos pré-fabricados) que são soldados entre si (de forma direta) ou por intermédio de uma chapa de continuidade (de forma indireta). Este tipo de ligação exige apenas que se garanta a sobreposição necessária entre os elementos metálicos a soldar, não tendo grandes limitações ao nível das tolerâncias admitidas. No entanto, a necessidade de realização de soldaduras em obra é um ponto de descrédito desta solução, uma vez que as condições de trabalho nem sempre são as ideais e é comum um controlo de qualidade diminuto.

Santos (1983) indica como sendo prudente o sobredimensionamento deste tipo de ligação, sobretudo no que respeita à soldadura, de modo a que o comportamento não linear se verifique na viga, evitando assim fenómenos de rotura frágil (característicos da rotura de soldaduras).

A Figura 2.11 b) apresenta uma ligação com aparafusamento. Neste caso, a pré-viga será inicialmente posicionada de forma a fazer coincidir os dispositivos de ligação dos elementos pré-fabricados presentes na viga e no pilar. A armadura superior será colocada em obra e roscada a uniões metálicas ancoradas no pilar (podem ser usados varões roscados ou dispositivos acoplados à armadura que permitam a ligação). A ligação é finalizada com o aparafusamento dos dispositivos de união da face inferior da viga, betonagem da face superior da viga conjuntamente com a lâmina de compressão da laje e selagem da junta. Esta solução exige cuidados especiais na fase de posicionamento da pré-viga de forma a fazer coincidir os dispositivos metálicos de ligação da face inferior, permitindo assim alargar o nível de tolerância dimensional admitido. Os acessórios de ligação geralmente usados na ligação das armaduras são

mais resistentes que os próprios varões, ocorrendo a rotura pelos varões e nunca pela ligação destes (Reis, 2000).

Este tipo de solução pode facilmente ser associado a uma ligação húmida, no entanto os trabalhos de betonagem *in situ* a realizar verificam-se apenas ao nível da face superior da viga e da lâmina de compressão da laje, ocorrendo apenas a selagem da junta entre elementos pré-fabricados (característica de uma ligação seca).

Nas ligações ilustradas nas Figura 2.11 c) e d) a continuidade entre a viga e o pilar é assegurada por aplicação de pré-esforço na zona de ligação entre os dois elementos, que pode ser aplicada ao longo de toda a viga (no primeiro caso) ou localmente (no segundo caso). Esta ligação é realizada, normalmente, através de cabos ou barras de pré-esforço colocadas em bainhas existentes nas vigas e que atravessam o pilar, podendo ser contínuas (no caso de um pilar interior) ou ancoradas na face oposta à face de ligação do pilar (no caso ilustrado). A sua execução obriga a um correto posicionamento das bainhas da viga e do pilar, para que seja possível a posterior colocação da armadura de pré-esforço, o que diminui a capacidade para absorver desvios dimensionais. O pré-esforço só deve ser aplicado após o material de selagem da junta adquirir a resistência à compressão necessária a evitar o seu esmagamento. Esta ligação é finalizada com a aplicação do pré-esforço necessário à transmissão de momentos (positivos e negativos) e de esforço transversal (através da mobilização de atrito entre as faces ligadas), e injeção das bainhas.

Na ausência de aparelhos provisórios de suporte na face dos pilares, para todos os casos apresentados, deve ser garantido o escoramento das vigas na fase de montagem. A existência de elementos metálicos expostos deve igualmente ser evitada, prevendo a sua inclusão em cavidades que serão posteriormente seladas com argamassa.

As soluções apresentadas para ligação contínua viga-pilar constituem apenas uma fração parcelar, representativa da prática comum em estruturas pré-fabricadas reticuladas. Existem, porém, soluções mais específicas, fruto de alguma investigação que tem sido realizada neste âmbito, que serão abordadas mais à frente no retrato do estado atual do conhecimento.

2.4 COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS SUJEITAS A SISMOS

Os edifícios pré-fabricados concebidos segundo normas e recomendações atuais, têm demonstrado um comportamento, na maioria dos casos, bastante satisfatório em sismos ocorridos recentemente (FIB, 2003). No entanto, este facto não reflete a totalidade dos casos, havendo registo de ocorrências sísmicas em que os danos estruturais em edifícios foram bastante gravosos, levando, em muitos casos, ao colapso parcial ou total das estruturas.

O estudo e compreensão dos fenómenos associados ao mau desempenho deste tipo de edifícios, quando sujeitos a sismos ocorridos no passado, tem levado a comunidade científica a recolher importantes ensinamentos que têm permitido melhorar, de forma significativa, as normas de dimensionamento estrutural aplicáveis a estruturas pré-fabricadas.

Dos sismos recentes com maior relevância para o estudo e compreensão do comportamento sísmico das estruturas pré-fabricadas, destacam-se os sismos de Tangshan (1976) na China, Spitak (1988) na Arménia, Northridge (1994) nos E.U.A. e Kocaeli e Düzce (1999) na Turquia.

A região chinesa de Tangshan, a 28 de Julho de 1976, foi o epicentro de um sismo de magnitude de $M_w=7.8$ que levou à ruína a grande maioria dos edifícios da malha urbana e industrial da cidade. (USGS, 2011).

Um estudo publicado pelo *California Institute of Technology* (Housner e Lili, 2002), revelou que cerca de 95% dos edifícios residenciais e 78% dos edifícios industriais entraram em colapso total ou parcial. Particularizando as estruturas constituídas total ou parcialmente por elementos pré-fabricados, o mesmo estudo aponta, entre outras, a falha nas ligações estruturais como principal causa do mau comportamento sísmico destas estruturas. A Figura 2.12 mostra o colapso de um edifício industrial motivado pelo mau desempenho das ligações viga-pilar, que levaram ao colapso das lajes de piso e cobertura do edifício.



Figura 2.12 – Destroços de um edifício industrial (1976, Sismo de Tangshan, China)
(Housner e Lili, 2002)

No dia 7 de Dezembro de 1988, um sismo de magnitude $M_w = 6.8$, devastou as cidades do noroeste da Arménia, levando vários edifícios à ruína total ou parcial e causando danos bastante significativos noutros tantos. Foi na cidade de Leninakan, situada a 32 km do epicentro, onde se verificou o pior desempenho das estruturas pré-fabricadas, em que cerca de 95% das estruturas reticuladas foram destruídas (EERI, 1989).

O elevado número de edifícios destruídos ou irreversivelmente danificados motivaram estudos aprofundados sobre as possíveis causas do seu fraco desempenho sísmico. Wyllie Jr. (1992) refere as seguintes anomalias observadas como principais causas dos danos observados:

- Ligações pilar-pilar bastante danificadas, resultado das excentricidades provocadas pelas emendas realizadas nas armaduras, associadas à má qualidade do betão de selagem das juntas e à cintagem deficiente destas zonas.
- As paredes resistentes eram compostas por painéis pré-fabricados com grandes aberturas nos seus vãos, cujos lintéis existentes sobre estes apresentavam défice de armadura, diminuindo a resistência ao corte dos painéis.
- As ligações viga-pilar revelaram um péssimo desempenho quando sujeitas a forças de corte.
- As lajes não apresentaram o comportamento de diafragma rígido no seu plano, devido à ausência de uma lâmina de compressão na sua face superior nem qualquer elemento de ligação entre painéis de laje (Figura 2.13).



Figura 2.13 – Colapso de elementos de laje alveoladas por falha de ligação laje-viga (Heller and Johsnen, 2011)

A generalidade da edificação para fins industriais era composta por estruturas reticuladas pré-fabricadas, representado o tipo de solução estrutural que mais danos apresentou. Neste caso, a deficiente pormenorização das ligações viga-pilar e laje-viga, estiveram na origem do colapso da maioria deste tipo de edifícios. A Figura 2.14 ilustra a destruição de uma zona residencial, na cidade de Spitak, onde era predominante a edificação em estruturas pré-fabricadas.



Figura 2.14 – Vista geral de uma zona habitacional na cidade de Spitak, Arménia (Heller and Johsnen, 2011)

O sismo de Northridge ocorreu a Norte na área metropolitana de Los Angeles, Califórnia, na madrugada do dia 17 de Janeiro de 1994, registando uma magnitude de $M_w=6.7$ (USGS,2011).

O campo de aplicação de elementos pré-fabricados, na zona afetada, estava amplamente generalizado para a execução de parques de estacionamento, sendo ainda usados como elementos de fundação, lajes e vigas, para suporte de estruturas adjacentes em madeira e em painéis pré-fabricados para aplicação do método construtivo denominado “*tilt-up*” (Oliveira *et al.*, 1995).

Das estruturas que incorporam parcial ou totalmente elementos pré-fabricados, importa destacar os parques de estacionamento que serviam o *Northridge Fashion Center* (*Southwest Garage*, *Northwest Garage*) e o parque de estacionamento da *California State University* (Northridge). Destacam-se estes dois casos por apresentarem danos mais significativos e ilustrarem a generalidade das falhas estruturais ocorridas neste tipo de estruturas.

As inspeções realizadas aos parques de estacionamento que serviam o *Northridge Fashion Center* apontam como principais causas dos danos ocorridos (Iverson e Hawkins, 1994):

- a falha nas ligações estruturais entre as paredes resistentes e as lajes alveoladas;
- a ocorrência de deslocamentos horizontais nos pilares bastante significativos não acompanhados pelos restantes elementos estruturais;
- a ocorrência de movimentos vibratórios acentuados que, associados ao colapso dos pisos superiores, terão sobrecarregado os pilares.

A Figura 2.15 ilustra o colapso parcial do parque de estacionamento Sudoeste do *Northridge Fashion Center*.



Figura 2.15 – Colapso parcial do parque de estacionamento Sudoeste do *Northridge Fashion Center* (Iverson e Hawkins, 1994)

O parque de estacionamento da *California State University* (Northridge) representava uma das mais recentes construções, mas também uma das mais afetadas (Figura 2.16).

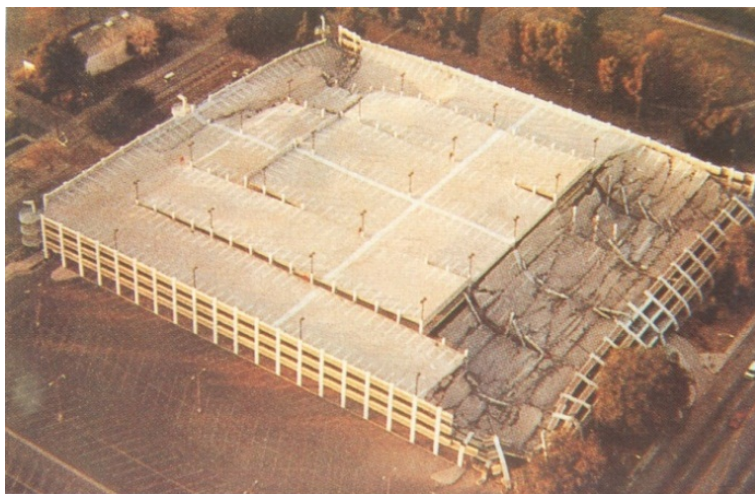


Figura 2.16 – Vista aérea do colapso do parque de estacionamento da *California State University*, Northridge (Oliveira *et al.*, 1995)

O colapso desta estrutura terá sido provocado pela rotura frágil de alguns pilares interiores, devido à impossibilidade de acompanhar os movimentos impostos pelos pórticos exteriores que eram bastante mais dúcteis (Oliveira *et al.*, 1995). A elevada componente vertical da ação sísmica foi também referida como efeito negativo na capacidade resistente dos pilares.

Iverson e Hawkins (1994) salientam o facto dos pilares de canto não se encontrarem interligados entre si senão por intermédio das lajes (Figura 2.17). Este facto afetou o funcionamento conjunto da estrutura periférica, tendo-se verificado a rotura (devido a esforços combinados de compressão-flexão) de um maior número dos pilares interiores nessas zonas. Esta falha estrutural fez com que as vigas superiores rodassem para o interior da estrutura sobrecarregando os pilares dos restantes pisos. As lajes, ligadas diretamente aos pórticos periféricos, puxaram esses mesmos pórticos para o interior da estrutura, obrigando as colunas a rodar perpendicularmente ao seu eixo de maior inércia.

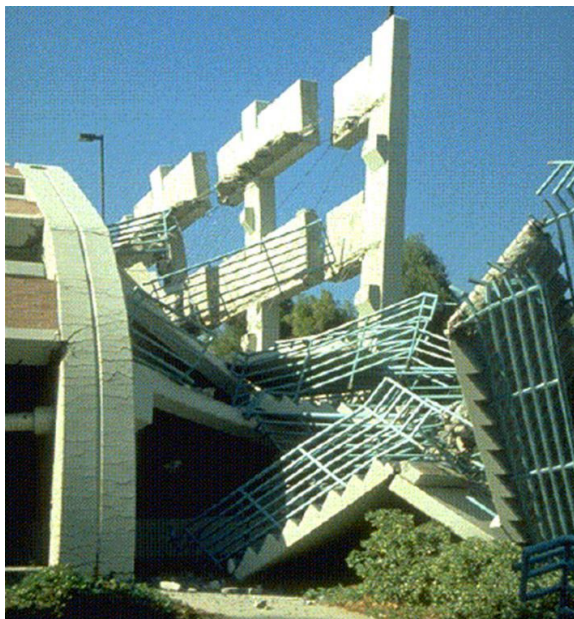


Figura 2.17 – Ausência de ligação entre o pilar de canto e os restantes pilares (Oliveira *et al.*, 1995)

No dia 17 de Agosto de 1999 um sismo de magnitude $M_w=7.6$ atingiu a província de Kacaeli, na Turquia, causando estragos avultados em diversas infraestruturas. Três meses mais tarde, a 12 de Novembro, um sismo de magnitude $M_w=7.2$ voltou a assolar o país, desta vez na província de Düzce, aumentando o número de edificações danificadas (USGS, 2011).

Dos edifícios investigados, foram identificados dois tipos de falhas estruturais mais recorrentemente observados (Sezen e Whittaker, 2006): (i) formação de rótulas plásticas na base dos pilares; (ii) falha na ligação pilar-asna (viga-pilar) e consequente colapso da estrutura de suporte da cobertura. Este último ponto tornou-se mais evidente em estruturas em fase de construção, sendo comum a perda de equilíbrio das asnas por deslocamento excessivo dos pilares de suporte (Figura 2.18).



Figura 2.18 – Falha na ligação viga-pilar num edifício industrial em fase de construção (Wood, 2006)

Existem ainda registos de outros eventos sísmicos de elevado impacto no decorrer das últimas décadas, no entanto, para além dos casos já mencionados, o desempenho sísmico das estruturas pré-fabricadas tem-se revelado bastante satisfatório. São exemplos disso o sismo de Kobe, no Japão em 1995 (Muguruma *et al.*, 1995 e Ghosh, 1995), o sismo de L'Áquila, na Itália em 2009 (Menegotto, 2010), os sismos de Christchurch, na Nova Zelândia em 2010 (EERI, 2010) e o sismo de Mexicali, no México em 2010 (Meneses *et al.*, 2010).

Nestes casos o registo satisfatório das estruturas pré-fabricadas foi evidente, tendo ocorrido danos essencialmente ao nível de elementos não estruturais ou em edifícios em fase de construção. Dos danos ocorridos em elementos estruturais, a sua grande maioria permitiu posterior reparação, sendo que em muitos casos foi mesmo possível manter os edifícios em funcionamento no dia seguinte ao sismo.

2.5 ANTECEDENTES DE INVESTIGAÇÃO

O mau comportamento de algumas estruturas pré-fabricadas quando sujeitas a ações sísmicas, tem motivado a elaboração de estudos exaustivos no sentido de compreender e identificar as principais causas desse comportamento. Como referido em 2.4, as ligações estruturais têm vindo a ser identificadas como uma das principais causas de alguns dos mais importantes acidentes ocorridos durante os sismos. Este facto tem motivado inúmeros trabalhos de investigação, quer por contributo de ações individuais ou por programas coordenados de investigação realizados por algumas instituições.

Importa, no contexto desta dissertação, fazer uma exposição dos trabalhos cuja investigação se centra no estudo de ligações viga-pilar com transferência de momentos, destacando particularmente as ligações secas (*dry connection*), acerca das quais serão distinguidos os trabalhos de maior relevância. Expõem-se seguidamente os trabalhos publicados a nível nacional e internacional, quer de contribuições individuais ou de âmbito coletivo ou institucional.

2.5.1 Portugal

Em comparação com os registos internacionais, as contribuições nacionais para o desenvolvimento dos conhecimentos do comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas, em particular das suas ligações estruturais, têm sido bastante diminutas. Merecem particular destaque os seguintes trabalhos, ordenados cronologicamente:

- Santos (1983), “Comportamento de Ligações de Estruturas Pré-fabricadas de Betão”. Este trabalho é composto por quatro fases: (i) classificação dos sistemas de pré-fabricação, de acordo com os elementos ligados, listando as suas principais características e os respetivos procedimentos de dimensionamento; (ii) programa de ensaios experimentais monotónicos e cíclicos num total de 16 modelos físicos de elementos ou subestruturas pré-fabricadas; (iii) análise e interpretação dos resultados dos ensaios em que o autor procurou determinar a capacidade resistente dos sistemas ensaiados, o seu mecanismo de rotura, avaliar os valores do coeficiente de ductilidade assim como a sua capacidade de dissipação de energia; (iv) elaboração de recomendações para o dimensionamento do sistema em estudo. O autor estabeleceu ainda uma analogia comparativa entre o comportamento do sistema estudado e o comportamento de um homólogo em estrutura monolítica de betão armado moldado em obra, sujeitos a ações monotónicas ou cíclicas. Os ensaios realizados mostraram comportamentos idênticos aquando da comparação dos parâmetros analisados.
- Proença (1996), “Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-fabricadas e Desenvolvimento de um Sistema Reticulado Contínuo”. O autor centrou o motivo de estudo em ligações fora das zonas críticas do nó viga-pilar, sendo o sistema reticulado desenvolvido composto por ligações viga-viga. A ligação entre as peças é realizada por chapas metálicas soldadas na face inferior e superior da viga (Figura 2.19). Foi realizado um programa de quatro ensaios de modelos físicos, variando a localização da junta e a geometria das chapas de ligação. Realizou-se ainda a modelação analítica de forma a validar os resultados obtidos experimentalmente. O autor concluiu que o sistema ensaiado apresentou elevada capacidade de dissipação de energia e elevados valores de ductilidade, principalmente quando adotada uma estratégia de dimensionamento dissipativa (juntas dúcteis).

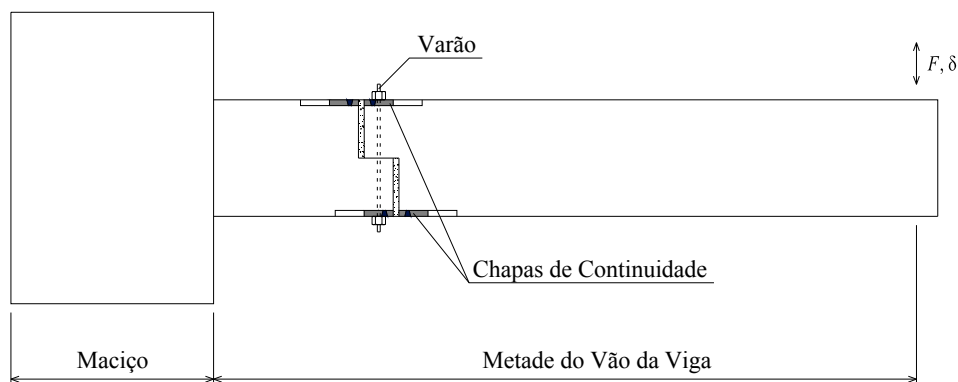


Figura 2.19 – Geometria geral dos modelos ensaiados (adaptado de Proença, 1996)

- Silva (1998), “Ligações entre Elementos Pré-fabricados de Betão”. Este trabalho traduziu-se, fundamentalmente, numa síntese e compilação dos fatores essenciais de conceção e execução de ligações entre elementos pré-fabricados de betão. Foram ainda apresentados alguns modelos de dimensionamento e de pormenorização de armaduras para as ligações estudadas, abordando ainda aspetos relativos ao comportamento estrutural e à durabilidade das ligações.
- Reis (2000), “Ligação Contínua Viga-Pilar em Estruturas Pré-moldadas de Betão”. Neste trabalho foi proposta e ensaiada uma ligação viga-pilar em que a continuidade é assegurada através de emendas mecânicas localizadas na face do pilar com posterior selagem da junta com calda de cimento (Figura 2.20). Foram ainda apresentadas três variantes conforme a geometria da viga ou a dispensa de uma betonagem complementar da face superior da viga. O autor concluiu que esta ligação apresenta alguma capacidade dissipativa (Figura 2.21), não satisfazendo, no entanto, as expectativas de performance sísmica atribuídas ao sistema de ligação ensaiado. Ainda assim, é estabelecida a sua aplicabilidade em estruturas com coeficiente de comportamento até 2.5 sendo classificada em termos de ductilidade como “normal” segundo o REBAP (2010) (equivalente a ductilidade baixa a média, consoante o tipo de estrutura a considerar, de acordo com a NP EN 1998-1, 2010).

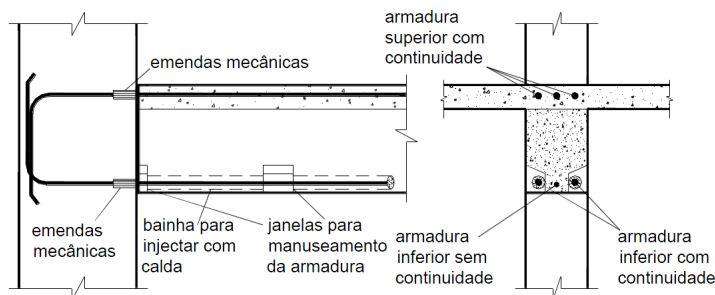


Figura 2.20 – Ligação viga-pilar ensaiada por Reis (2000): solução em viga retângular com betonagem complementar

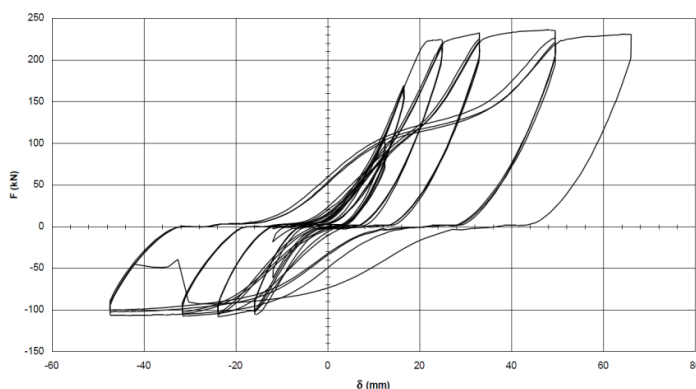


Figura 2.21 – Diagrama Força-Deslocamento obtido por meio experimental por Reis (2000)

- Romba (2002) “Caracterização Experimental do Comportamento Sísmico de um Sistema de Estruturas Pré-moldadas de Betão Armado”, no seguimento do trabalho apresentado por Proença (1996), ensaiou uma ligação de continuidade com o objetivo de eliminar trabalhos adicionais de soldadura em obra (Figura 2.22). A ligação de continuidade é assegurada por aparafusamento entre chapas presentes na extremidade da viga e numa saliência presente na face da coluna. Foram ainda seguidas duas estratégias de dimensionamento, em que comportamento não linear poderá estar apenas circunscrito à ligação (ligação dissipativa) ou estender-se às zonas críticas, tendo a ligação um comportamento linear (ligação emulativa). Com a realização de dez ensaios, o autor verificou o bom comportamento da ligação, qualquer que fosse a estratégia de dimensionamento utilizada. Comparativamente com a ligação monolítica, esta ligação exhibe características de ductilidade e resistência compatíveis e, no caso dos sistemas dissipativos, a capacidade de dissipação de energia foi bastante superior.

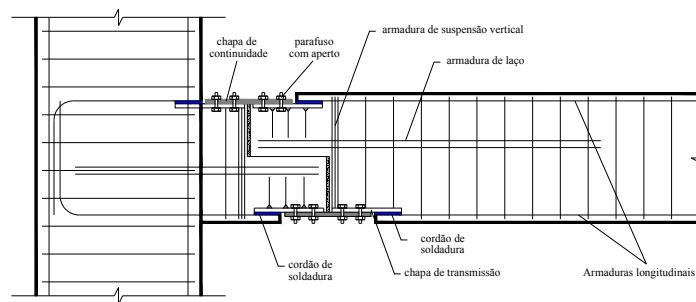


Figura 2.22 – Pormenorização da ligação contínua (adaptado de Romba, 2002)

De todos os ensaios realizados pelo autor, importa evidenciar os resultados obtidos para as soluções que seguiram uma estratégia dissipativa e em que a ligação de continuidade exclui o recurso a trabalhos de soldadura em obra. Como tal, a Figura 2.23 apresenta o diagrama com a relação força-deslocamento, para o modelo físico correspondente à anterior descrição.

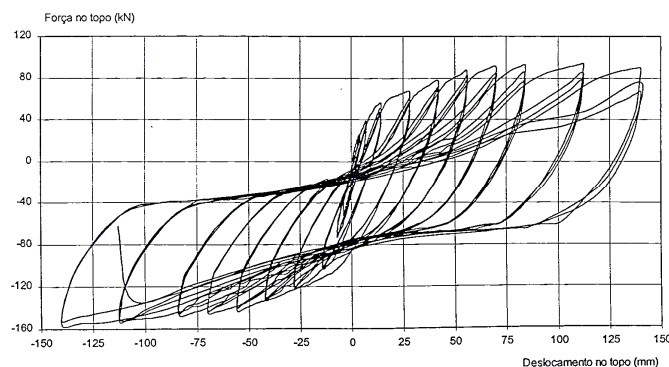


Figura 2.23 – Gráfico força-deslocamento referente ao modelo ensaiado

2.5.2 Internacional

A nível internacional, o contributo dado, quer por intermédio de investigações individuais, por conferências diretamente relacionadas com o tema ou por organizações e programas coordenados de investigação, tem sido bastante significativo. Do universo de trabalhos realizados, a grande maioria acaba por convergir para objetivos comuns procurando, na generalidade dos casos, documentar ensaios experimentais de modelos com uma determinada solução de ligação pré-fabricada. Estes ensaios têm por objetivo prioritário, demonstrar que a capacidade de dissipação de energia e resistência da ligação ensaiada se assemelha às características apresentadas pelas homólogas ligações monolíticas. Alguns destes trabalhos são complementados por recomendações de dimensionamento e pormenorização das respetivas ligações, distinguindo ainda as suas capacidades enquanto ligações de fácil execução e montagem e viabilidade económica.

Apresenta-se de seguida o panorama internacional da investigação realizada, com especial destaque para trabalhos de maior relevância para o tema em estudo.

A título individual, os primeiros artigos científicos publicados, em que as ligações estruturais entre elementos pré-fabricados surgem como motivo de especial destaque, tiveram lugar na década de 60, após o sismo no estado Norte-Americano do Alasca em 1964. Brikeland e Brikeland (1966) apresentam uma solução para uma ligação viga-pilar com transmissão de momentos denominada “*Knife Connection*” (Figura 2.24). Esta solução foi aplicada na construção dos dormitórios da *Washington State University*, um edifício concebido integralmente com elementos pré-fabricados, à exceção do núcleo central e dos patamares das escadas. A solução apresentada pressupunha a utilização de uma pré-viga com uma chapa saliente nas extremidades que iria ser ligada a uma chapa similar, saliente do pilar na zona de ligação. Esta ligação seria aparafusada, sendo a armadura superior posteriormente colocada e soldada de forma indireta por intermédio de uma cantoneira. O processo ficaria completo com a colocação das lajes e betonagem da lâmina de compressão e da face superior da viga.

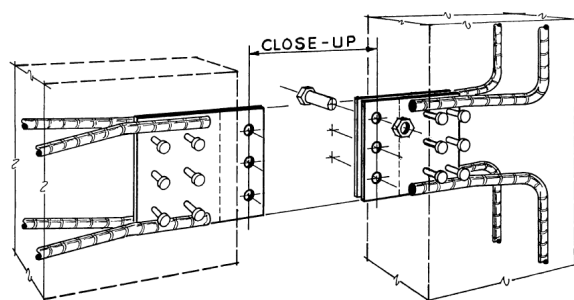


Figura 2.24 – Representação esquemática da ligação viga-pilar “*knife connection*” (Brikeland e Brikeland, 1966)

Na década de 70 foram publicados os primeiros resultados obtidos de ensaios em modelos físicos simulando uma ligação viga-pilar pré-fabricada. Destaca-se o trabalho desenvolvido por Blakeley e Park (1971) em que foram ensaiados quatro modelos físicos de uma ligação viga-pilar pré-esforçada submetida a carregamento cíclico alternado. Os modelos ensaiados podiam ser agrupados dois a dois, variando entre cada grupo a geometria da viga e o número de cabos de pré-esforço utilizados. A variação na geometria da viga teria o intuito de promover a formação de rótulas plásticas na viga ou no pilar. Dentro de cada grupo apenas variava o nível de confinamento nas zonas críticas da ligação (Figura 2.25). Na análise dos resultados obtidos, o autor concluiu que a ligação apresentada possui características compatíveis com eventos sísmicos moderados sem que ocorram danos significativos, no entanto, perante sismos mais severos podem surgir danos estruturais irreparáveis. Apresenta ainda baixa capacidade de dissipação de energia, registando-se um aumento após a fendilhação do betão. Todos os modelos apresentam ainda deslocamentos elevados antes de entrar em rotura, o que pressupõe um comportamento bastante dúctil da ligação (Figura 2.26).

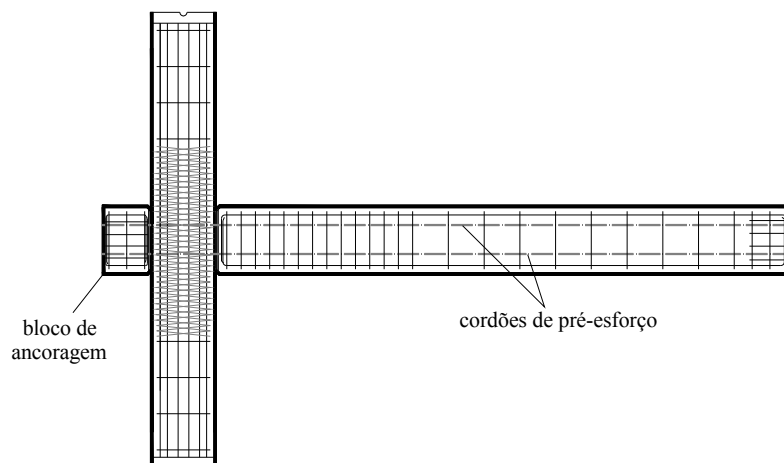


Figura 2.25 – Representação esquemática da ligação ensaiada (adaptado de Blakeley e Park, 1971)

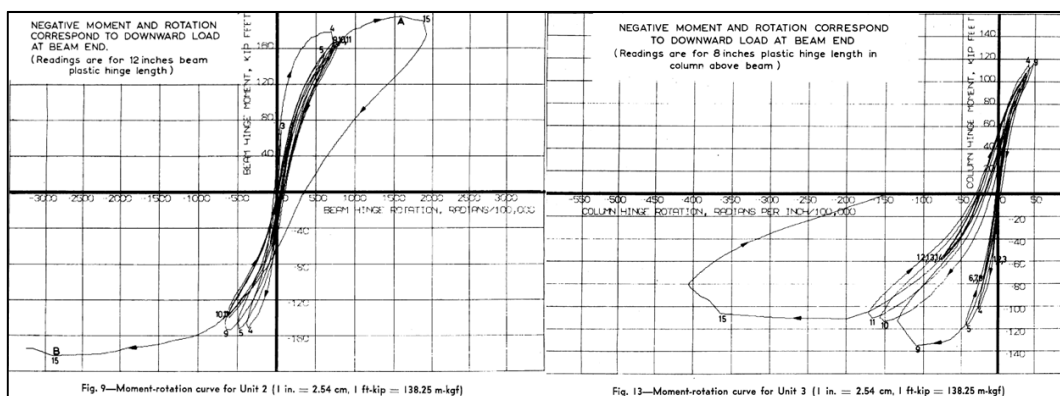


Figura 2.26 – Gráficos momento-rotação correspondentes a dois modelos ensaiados (Blakeley e Park, 1971)

Na década de 80 destaca-se os trabalhos realizados por Pillai e Kirk (1981), onde foram efetuados ensaios cíclicos alternados em nove modelos físicos numa ligação viga-pilar esquematicamente representada na Figura 2.27 a). Foram ainda ensaiados dois modelos físicos de características semelhantes, mas em que a ligação viga-pilar era monolítica, servindo estes de modelos comparativos com os demais. Os autores concluíram que a ligação pré-fabricada ensaiada se mostrou compatível com a congénere monolítica, resistindo, geralmente, a um número superior de ciclos alternados. A ligação apresentou ainda características de ductilidade adequadas e boa capacidade de dissipação de energia. Apesar dos bons resultados obtidos, registou-se um número invulgar de roturas na ligação soldada de topo entre a barra inferior de ancoragem e a chapa de ligação do pilar.

Bhatt e Kirk (1985) apresentaram, quatro anos mais tarde, uma solução melhorada que viria a solucionar o problema identificado por Pillai e Kirk (1981), ilustrada na Figura 2.27 b). Foram ensaiados dois modelos físicos, ambos em estrutura pré-fabricada, sujeitos ao mesmo carregamento cíclico. Os autores conseguiram, desta forma, eliminar a rotura prematura da ligação soldada comprovando de igual forma o bom comportamento e as adequadas características de ductilidade da ligação.

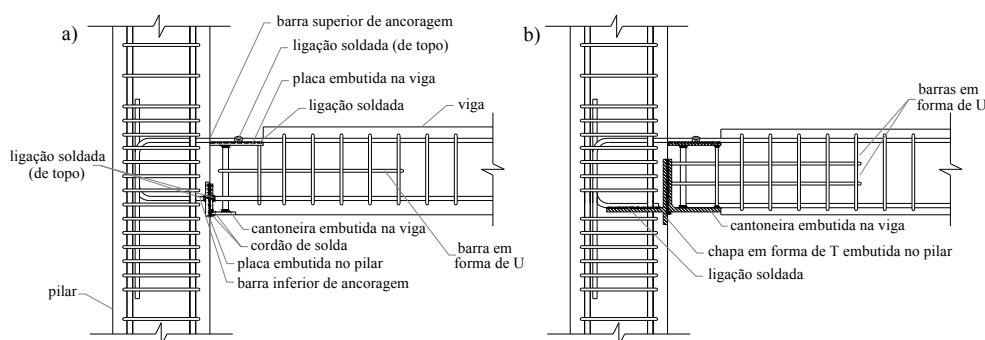


Figura 2.27 – Representação esquemática das soluções apresentadas (adaptada de Pillai e Kirk, 1981 e Bhatt e Kirk, 1985)

French, Amu e Tarzikhan (1989) realizaram um trabalho de investigação em que foram ensaiados sete modelos físicos com ligações pré-fabricadas, apresentando cada uma delas diferentes tecnologias de ligação. Este trabalho foi desenvolvido em duas fases: numa primeira fase, foram ensaiados três modelos físicos em que o critério de dimensionamento pressupunha a formação de rótulas plásticas na interface viga-pilar; na segunda fase foram ensaiados quatro modelos físicos em que foi introduzido um novo conceito de dimensionamento, anteriormente pensado apenas para ligações monolíticas, que consiste em deslocar a zona de formação da rótula plástica para fora da zona crítica. Este conceito foi investigado pela primeira vez na Nova Zelândia, seguindo-se novas investigações neste tema nos Estados Unidos da América por

Abdel-Fattah e Wight (1987) e Al-Haddad e Wighth (1998), tendo sido obtidos resultados satisfatórios em ligações monolíticas. O princípio base deste dimensionamento passa pelo reforço com armadura longitudinal na zona da ligação, sendo estas barras interrompidas a uma distância $1,5d$ do apoio, promovendo a formação de rótulas plásticas nessa zona.

Os resultados obtidos em ambos estudos demonstraram, segundo os autores, que as ligações propostas, quando devidamente pormenorizadas, apresentam boas características de ductilidade, rigidez, capacidade de dissipação de energia e simplicidade de execução sem comprometer a sua capacidade resistente.

A década de 90 destaca-se pelo grande crescimento da investigação na área da pré-fabricação. Seckin e Fu (1990) apresentaram uma nova solução para uma ligação pré-fabricada que viria, segundo os autores, a resolver algumas limitações apontadas a soluções recomendadas pelo PCI (Martin e Korkosz, 1982): (i) elevado tempo de montagem; (ii) baixa fiabilidade na transmissão de momentos; (iii) baixas tolerâncias de construção; (iv) custo da ligação elevado. Esta solução é ilustrada na Figura 2.28, onde se mostra o esquema do modelo físico ensaiado e um pormenor do sistema de ligação. A ligação de continuidade é efetivada por soldadura, entre chapas embutidas na viga e no pilar. Foram colocadas chapas nas faces laterais da viga, com o objetivo de aumentar a resistência por corte da viga na zona de ligação.

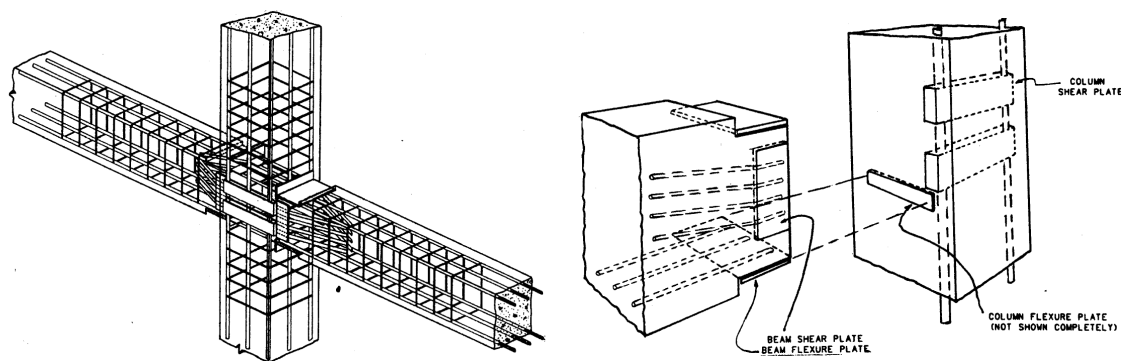


Figura 2.28 – Representação esquemática da ligação ensaiada (Seckin e Fu, 1990)

Realizaram-se ensaios cíclicos alternados em quatro modelos, um com ligação monolítica e três com ligação pré-fabricada. Estes resultados mostram que apenas uma das ligações pré-fabricadas se aproxima das características de ductilidade exibidas pela ligação monolítica, apresentando ainda menores perdas de rigidez durante os ensaios cíclicos e ainda uma maior capacidade de dissipação de energia. As restantes ligações apresentaram um desempenho insatisfatório não apresentando um comportamento dúctil nem exibindo grande capacidade dissipativa, no entanto a capacidade resistente em

termos de carga aplicada foi substancialmente superior às demais. Os autores apontam a falha prematura da ligação soldada como principal causa do comportamento divergente destas duas ligações, motivada pela excessiva concentração de esforços de corte nessa zona. Numa apreciação geral do desempenho da ligação proposta, os autores consideram-na de simples execução, económica e eficiente na resistência a carregamentos cíclicos alternados, apresentando ainda características compatíveis com a ligação monolítica ensaiada.

Um outro trabalho, publicado nesta década, que merece especial destaque foi realizado por Ochs e Ehsani (1993). Neste trabalho foram ensaiados cinco modelos físicos, sendo um com ligação monolítica e quatro com ligação pré-fabricada, compreendendo dois sistemas de ligação diferentes apresentados na Figura 2.29.

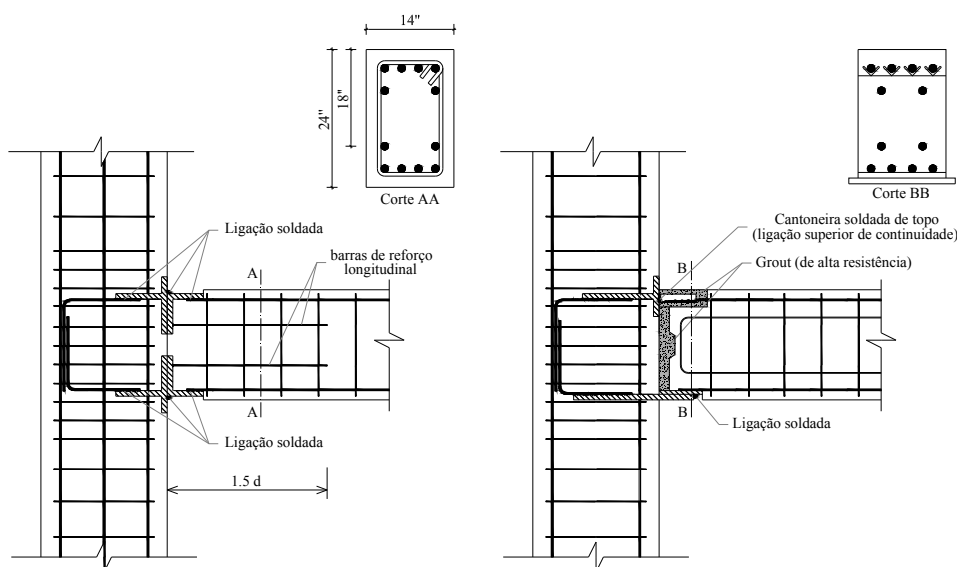


Figura 2.29 – Esquematização das ligações propostas (Ochs e Ehsnai, 1993)

Uma das principais motivações desta investigação, foi apresentar uma ligação que tentasse minimizar a necessidade de trabalhos de soldadura em obra, para além dos objectivos comuns a todas as anteriores (comportamento similar às ligações monolíticas). Os resultados obtidos mostraram, mais uma vez, o bom comportamento das ligações cumprindo os pressupostos da investigação. O autor destaca o facto da rotura se ter verificado na ligação soldada, apontando como preponderante para o sucesso desta ligação o bom controlo de qualidade dos trabalhos de soldadura das barras e chapas de ligação.

À exceção da solução apresentada por Brikeland e Brikeland (1966), todas as restantes ligações do tipo *dry connections* necessitam de grandes quantidades de soldadura para efetivar a ligação viga-pilar. Este facto vem associado a um acréscimo de trabalhos a

realizar em obra e a uma diminuição do controlo de qualidade difícil de garantir. Tendo presente as vantagens que as ligações pré-fabricadas teriam sobre as ligações monolíticas, nomeadamente os reduzidos tempos de fabrico e montagem, têm vindo a surgir propostas de ligações mais vantajosas nesse sentido.

Mais recentemente, Ertas, Ozden e Ozturan (2006) apresentaram um estudo em que foram ensaiadas quatro soluções de ligações pré-fabricadas e uma monolítica (modelo de referência), com o objetivo de ultrapassar a necessidade de realização de trabalhos extensos de soldadura em obra.

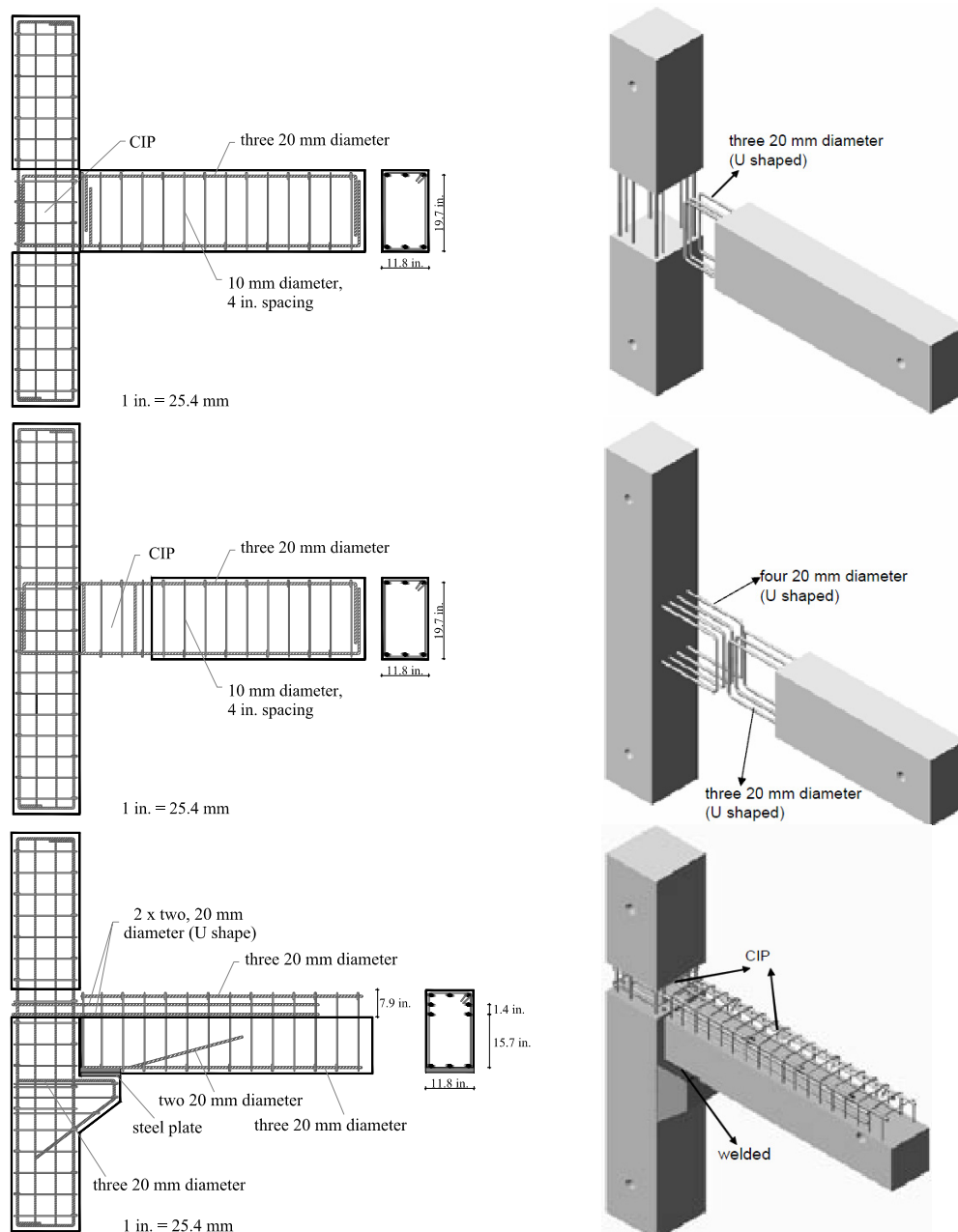


Figura 2.30– Ligações húmidas ensaiadas por Ertas, Ozden e Ozturan (2006) (adaptado)

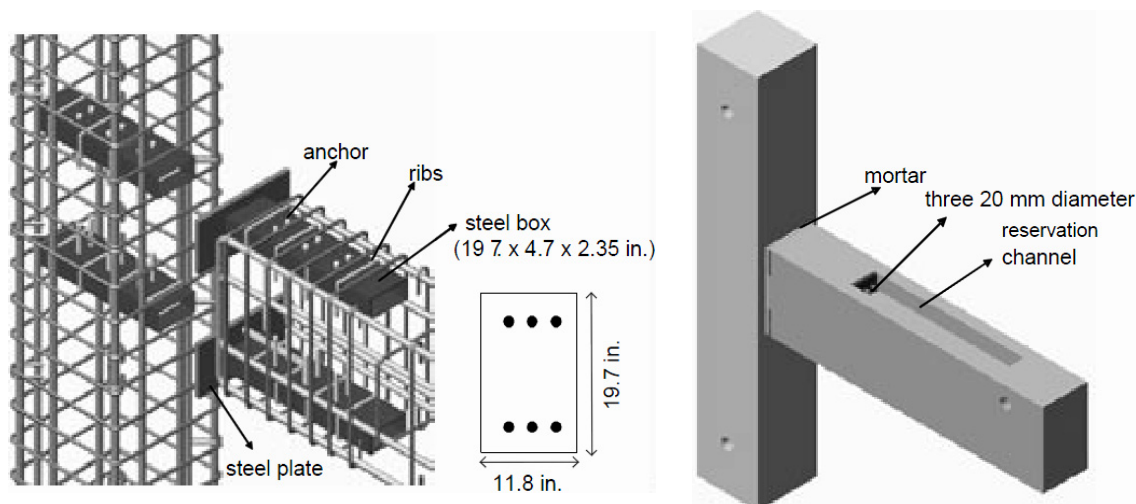


Figura 2.31 – Ligação aparafusada ensaiada por Ertas, Ozden e Ozturan (2006) (adaptado)

As ligações ilustradas na Figura 2.30 inserem-se no grupo das ligações húmidas, diferindo entre si na zona do nó a betonar em obra, no caso das duas primeiras, sendo a última uma ligação soldada na face inferior e complementada com a betonagem da face superior da viga. A ligação ilustrada na Figura 2.31 representa uma ligação aparafusada com utilização de perfis metálicos retangulares de secção oca embutidos no pilar e nas extremidades das vigas, permitindo assim a continuidade das armaduras. Da análise dos resultados obtidos, os autores concluem que a ligação aparafusada apresenta um desempenho globalmente superior às restantes em termos de ductilidade, dissipação de energia e resistência, apresentando a vantagem de ser de mais rápida execução. Verificaram ainda que todas as ligações são aplicáveis a zonas de elevada atividade sísmica, em termos de propriedades resistentes e de dissipação de energia. Em termos de ductilidade a ligação soldada não conseguiu atingir 3.5% de deslocamento (*drift*), sendo a causa do seu mau desempenho a quantidade excessiva de soldadura empregue na ligação que pode ter afetado as propriedades mecânicas da ligação.

Constatada a vantagem da ligação aparafusada, Ozden e Ertas (2007) apresentaram uma versão melhorada desta ligação, com inclusão de pré-esforço não aderente e barras de aço na face inferior e superior da viga (Figura 2.32).

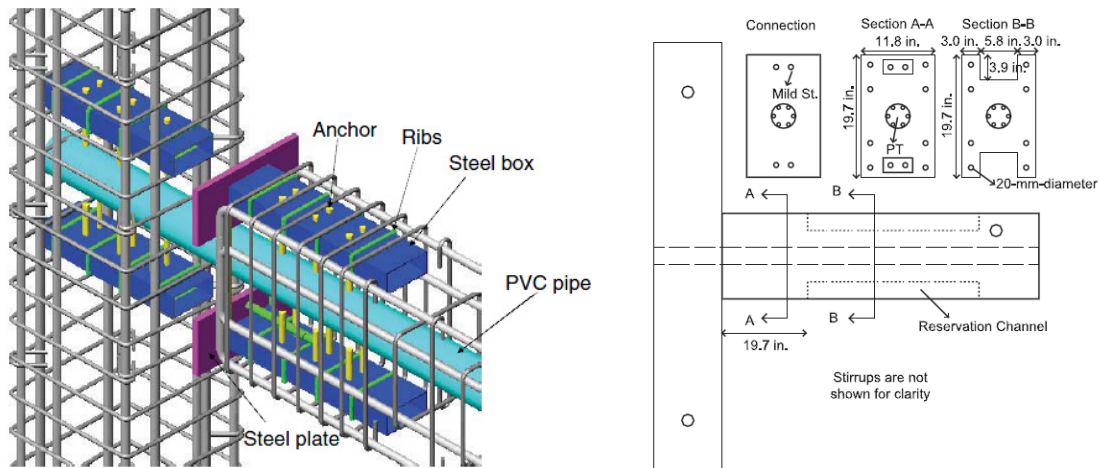


Figura 2.32 – Representação da ligação viga pilar ensaiada por Ozden e Ertas (2007) (adaptado)

De um modo geral, também esta solução apresentou resultados satisfatórios, sendo comprovado que o melhoramento da ligação conduziu a resultados positivos, conseguindo maiores deslocamentos sem perda significativa de rigidez. Os danos verificados na interface viga-pilar foram praticamente nulos, o que representa uma mais-valia nos custos inerentes a reparações de edifícios pós-sismo (Figura 2.33).

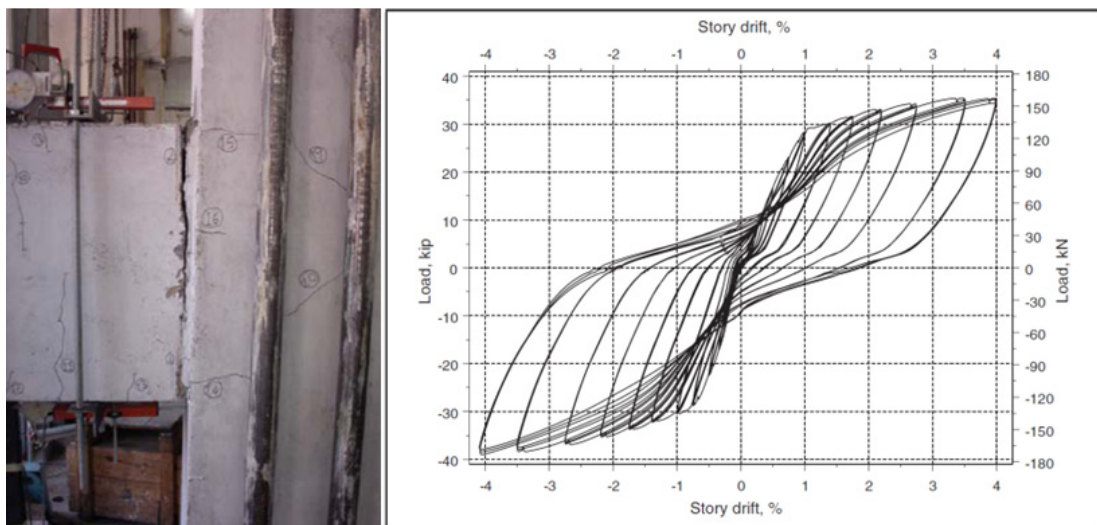


Figura 2.33 – Observação dos danos e resultados experimentais de um modelo ensaiado por Ozden e Ertas (2007)

Dentro dos trabalhos de âmbito coletivo ou institucional desenvolvidos nos últimos anos, o programa de investigação denominado por PRESSS (Precast Seismic Structural Systems), desenvolvido em conjunto pelos Estados Unidos da América e o Japão, merece especial destaque.

O programa coordenado de investigação PRESSS teve início em 1990 e tinha como objetivo o desenvolvimento de recomendações de projeto baseadas na investigação

teórica e experimental, assim com o desenvolvimento de novos materiais, conceitos e tecnologias para estruturas pré-fabricadas em zonas sísmicas. O âmbito do programa recai, maioritariamente, sobre as estruturas constituídas por elementos pré-fabricados e o seu comportamento sísmico. Devido à extensão do programa, pelo elevado número de intervenientes e instituições que alberga, este foi subdividido em três fases.

A Fase I destinou-se ao levantamento dos diversos tipos de ligações desenvolvidas e aplicadas a casos práticos, identificando as que apresentam maior potencial de desenvolvimento. Esta fase inicial teve ainda como objetivos a implementação de recomendações normativas, assim como o desenvolvimento de programas de cálculo automático que permitissem avaliar, convenientemente, as singularidades do comportamento não linear das soluções apresentadas. Priestley (1991) resume esta primeira fase em cinco projetos:

Desenvolvimento de Conceitos: é dada maior ênfase ao desenvolvimento e conceção de novas soluções estruturais para edifícios de baixa e média altura, focando a investigação no âmbito mais restrito das ligações inovadoras com características dúcteis e elevada capacidade dissipativa – destaca-se o trabalho publicado por Nakaki e Englekirk (1991).

Classificação e Modelação de Ligações: foi realizado um levantamento das soluções investigadas até então e desenvolvido um sistema de classificação de ligações com base no tipo e função da ligação – destaca-se o trabalho publicado por Stanton, Hawkins e Hicks (1991);

Desenvolvimento de uma Plataforma Analítica: conceção de um programa de cálculo de análise não linear adaptado a estruturas pré-fabricadas sujeitas a ações sísmicas;

Recomendações Preliminares de Dimensionamento: criação de um quadro legal de recomendações de projeto a implementar em códigos sísmicos, tanto para ligações rígidas como para ligações dúcteis – destaca-se o trabalho apresentado por Hawkins (1992);

Coordenação: que visa a coordenação de todos os programas de investigação a desenvolver.

A Fase II centrou o âmbito da sua investigação no estudo experimental e analítico de ligações dúcteis, desenvolvendo métodos de cálculo sísmico para estruturas pré-fabricadas. Priestley (1996a) indica quatro tipos genéricos ligações consideradas no PRESSS: (i) sistema de ligação elástico não linear; (ii) sistema de ligação com cedência em tração e compressão; (iii) Sistema de ligação com cedência em corte; e (iv) sistema de ligação com dissipação de energia por atrito. Os sistemas de ligação considerados

devem apresentar as características histeréticas apresentadas na Figura 2.34, podendo resultar da combinação de elementos com diferentes características na mesma ligação.

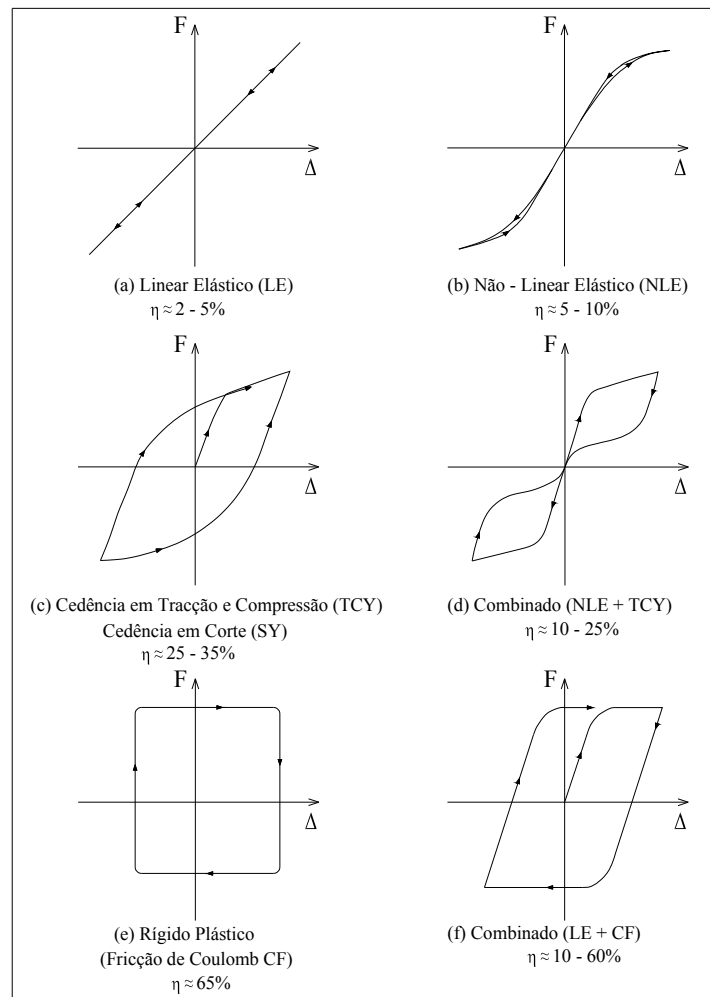


Figura 2.34 – Características histeréticas das ligações consideradas no PRESSS – adaptado de Priestley, 1996a (η – coeficiente de amortecimento equivalente)

A fase II é constituída pelos seguintes projetos (Priestley, 1996a):

Ligações Dúcteis para Estruturas Reticuladas (Parte I): realizaram-se ensaios em dois sistemas de ligação que apresentassem comportamentos do tipo (b) e (c), ilustrados na Figura 2.34;

Ligações Dúcteis para Estruturas Reticuladas (Parte II): desenvolveram-se três sistemas de ligação que apresentassem comportamentos do tipo (b), (c) e €, ilustrados na Figura 2.34. Neste projeto foram ainda ensaiadas as ligações genéricas do anterior projeto, diferindo apenas na abordagem concecional. Paralelamente a este projeto decorreu, no *National Institute of Standards and Technology* – NIST, um outro projeto de

investigação dividido em quatro fases, documentado por Cheok e Lew (1991, 1993), Stanton, Stone e Cheok (1995, 1997);

Comportamento Sísmico de um edifício de Seis Pisos Sujeito a um Sismo Moderado: consistiu na elaboração de dois trabalhos experimentais de uma estrutura em pórtico e uma estrutura de paredes resistentes;

Avaliação da Resposta sísmica das Estruturas Pré-fabricadas em Diferentes Zonas Sísmicas e Diferentes Tipos de Solos: consistiu na elaboração de estudos analíticos de estruturas constituídas pelas referidas ligações;

Resposta Dinâmica de Estruturas Reticuladas Pré-fabricadas: contemplou a realização de ensaios em mesa sísmica, com modelos à escala reduzida de estruturas reticuladas com seis pisos, recorrendo aos sistemas de ligação estudados;

Pórticos Pré-fabricados com Cordões de Pós-Esforço Não Aderente: estudou-se o comportamento de ligações pré-esforçadas não aderentes – destacam-se neste projeto os trabalhos de Priestley e Tao (1993) e de Priestley e MacRae (1996);

Ligações Dissipativas em Estruturas Pré-fabricadas com Betão de Alta Resistência Reforçado com Fibras (FRC – Fiber Reinforced Concrete): contemplou a determinação da capacidade dissipativa em flexão de ligações com betão de alta resistência reforçado com fibras – destaca-se o trabalho publicado por Vasconez, Naaman e Wight (1998);

Recomendações de Dimensionamento: foram desenvolvidas normas de projeto para incorporação no NEHRP – Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Este projeto pressupõe a sua continuidade ao longo do tempo de forma a incluir novas recomendações e normas relativas a futuras investigações – exemplo disso é o trabalho publicado por Ghosh e Hawkins (2003), que menciona a incorporação de novos sistemas no NEHRP;

Coordenação do PRESSS e Dimensionamento Sísmico com Base em Deslocamentos: tema sobre o qual se referem as publicações feitas por Priestley (1996b, 1998).

A Fase III constitui a última etapa deste extenso projeto de investigação, dividindo-se no estudo de estruturas em reticuladas e em parede. Esta fase contempla a realização de estudos de conceção, estudos analíticos e a montagem e ensaio de um edifício. Este trabalho foi concluído com a elaboração de um documento normativo com recomendações de dimensionamento.

Nakaki *et al.* (1999) apresenta uma perspetiva geral do sistema de ensaio dando ênfase aos tipos de ligações utilizados na execução do edifício.

Trata-se de um modelo de cinco pisos em estrutura reticulada pré-fabricada, escalado a 60% do protótipo, com dois vãos em cada direção. Este edifício incluía, numa das direções, quatro ligações dúcteis de diferentes tipos (Figura 2.35) e na direção ortogonal, um sistema de paredes resistentes pré-fabricadas ligadas entre si por sistemas dissipadores (Figura 2.36).

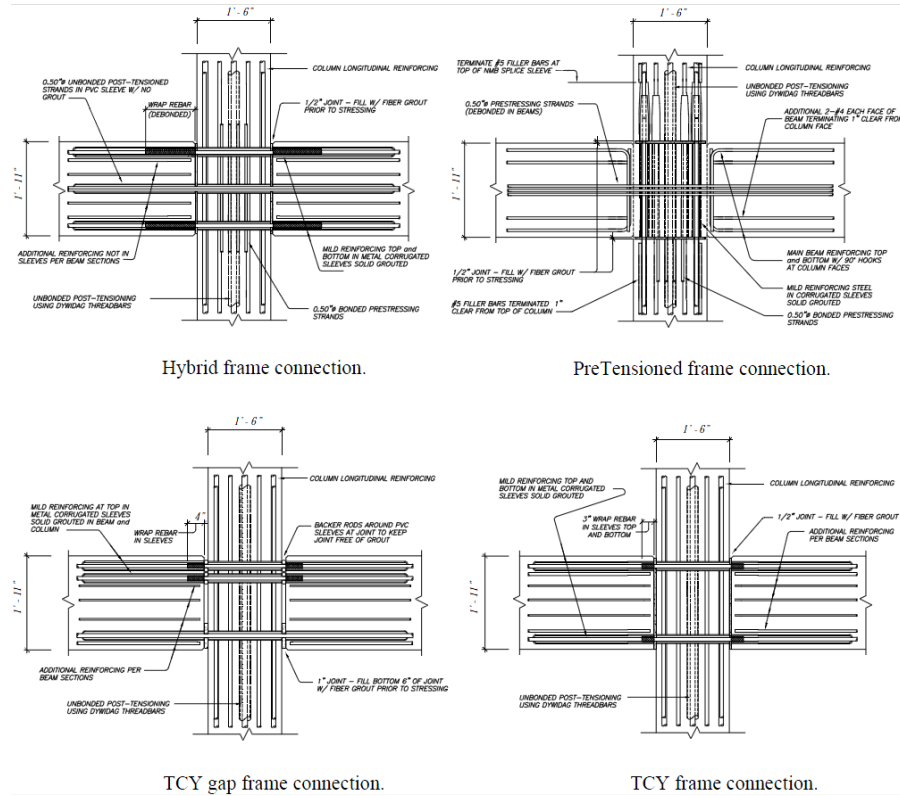


Figura 2.35 – Sistemas de ligação viga-pilar testados na terceira fase do programa da PRESSS (adaptado de Sritharan *et al.*, 2000)

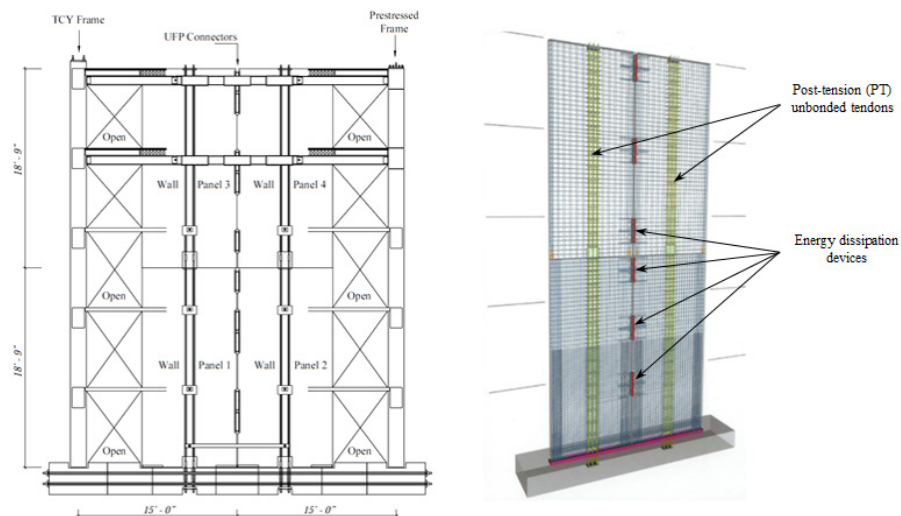


Figura 2.36 – Sistema de ligação das paredes resistentes testados na terceira fase do programa da PRESSS (adaptado de Sritharan *et al.*, 2000)

Neste modelo foram ainda ensaiados os dois tipos de lajes pré-fabricadas mais usados (lajes em duplo T e lajes alveoladas). A execução deste modelo foi o culminar de dez anos de investigação que permitiu testar os sistemas de ligação mais eficientes aplicados a um edifício. A Figura 2.37 mostra o panorama geral do modelo ensaiado em fase de montagem.



Figura 2.37 – Modelo ensaiado no âmbito do projeto PRESS (Pampanin, 2009)

Os ensaios ao edifício foram realizados entre junho e setembro de 1999 e tiveram lugar na Universidade da Califórnia, San Diego. A estrutura foi sujeita a deslocamentos, introduzidos por atuadores colocados ao nível de cada piso, correspondentes aos provocados por sismos 33, 50, 100 e 150% superiores aos regulamentares, para valores de *drift* até um máximo de 4.5% (Priestley *et al*, 1999).

Os resultados obtidos revelaram um comportamento global da estrutura muito para além do esperado, apresentando danos pouco significativos, tanto ao nível das ligações viga-pilar como entre os painéis de parede, para *drifts* até 3% (Johal e Nasser, 1999).

As paredes resistentes exibiram danos pouco significativos concentrados nos dois topos inferiores de cada painel (na ligação à fundação), e uma ligeira abertura de fendas que deixaram de ser visíveis após a descarga.

Ao nível das ligações viga-pilar, a que apresentou pior desempenho foi a ligação do tipo *TCY Gap Frame*, apresentando compressões excessivas na face inferior da viga levando ao destacamento do betão nessa zona. Importa salientar que danos mais significativos só ocorreram para níveis de deslocamentos mais elevados, sendo o seu desempenho

bastante satisfatório nos restantes. As restantes ligações tiveram um ótimo desempenho, apresentando perdas de rigidez quase nulas e níveis de resistência bastante aceitáveis.

Johal e Nasser (1999) e Priestley *et al.* (1999) apresentam, sumariamente, alguns resultados preliminares dos ensaios realizados.

Fruto do trabalho de investigação realizado têm surgido alguns sistemas de ligação patenteados para efeito comercial, já utilizados em diversas estruturas, como são exemplo:

- PHMRF (*Precast Hybrid Moment Resistant Frame*) – Desenvolvido segundo a linha de funcionamento das soluções híbridas tradicionais da PRESSS com dissipadores internos (Figura 2.38).

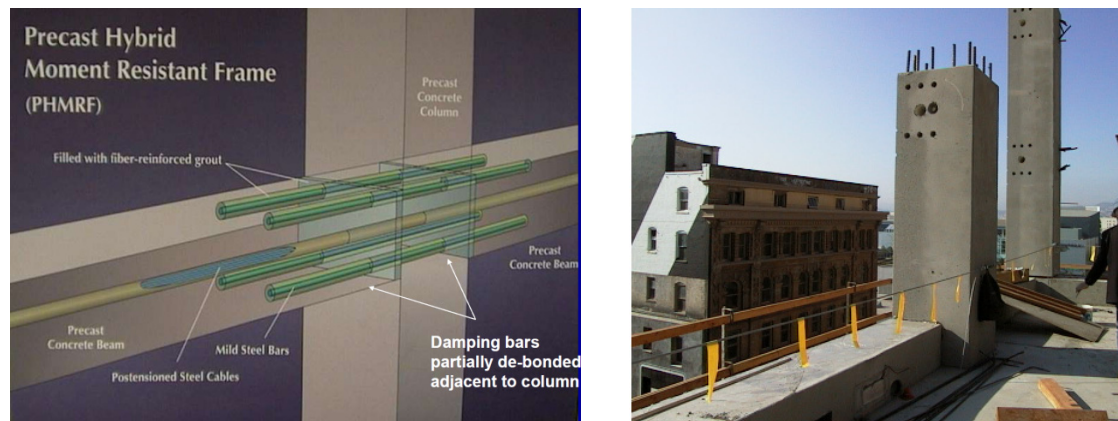


Figura 2.38 – Sistema de ligação *hybrid frame connection*, utilizada na construção do *Paramount Building*, em São Francisco (Pampanin, 2011)

- Dywidag Ductile Connector – Originalmente desenvolvido para a construção de um dos maiores edifícios em estrutura pré-fabricada (*Paramount Building*) por Englekirk (2002) em parceria com a *Dywidag Systems International*, este sistema acabou por não ser diretamente utilizado nesse edifício devido às reduzidas tolerâncias permitidas. Este sistema foi no entanto utilizado sem qualquer problema no *Hollywood Highland Project* (Englekirk, 2002). A Figura 2.39 representa o sistema de ligação descrito.

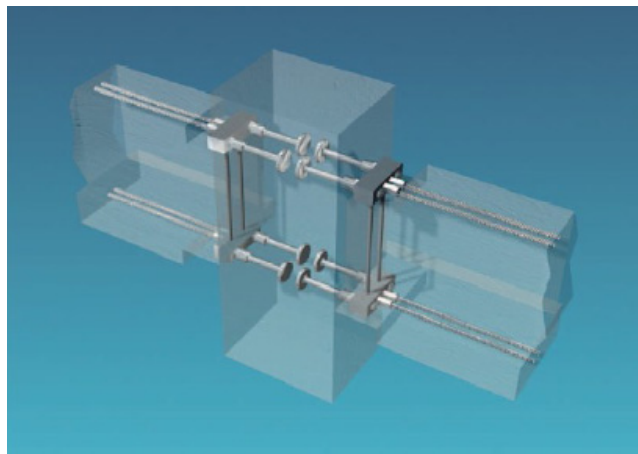


Figura 2.39 – Sistema de ligação aplicado no Wiltern Center Parking em Los Angeles, Califórnia (Englekirk, 1996)

- Brooklyn System – Sistema desenvolvido pela B.S. Itália, apresenta duas variantes. A solução representada na Figura 2.40 a) aplica-se a estruturas de pequenos vãos, apresentando vantagens do ponto de vista estético comparativamente com as soluções tradicionais. A solução representada na Figura 2.40 b) aplica-se a estruturas em que as exigências em termos de dimensões ou de cargas a suportar são mais elevadas. Este sistema conta já com diversas aplicações em Itália como são exemplo os edifícios de escritórios da empresa *Plastimax* ou da própria B.S. Itália (Pagani e Zambelli, 2006).

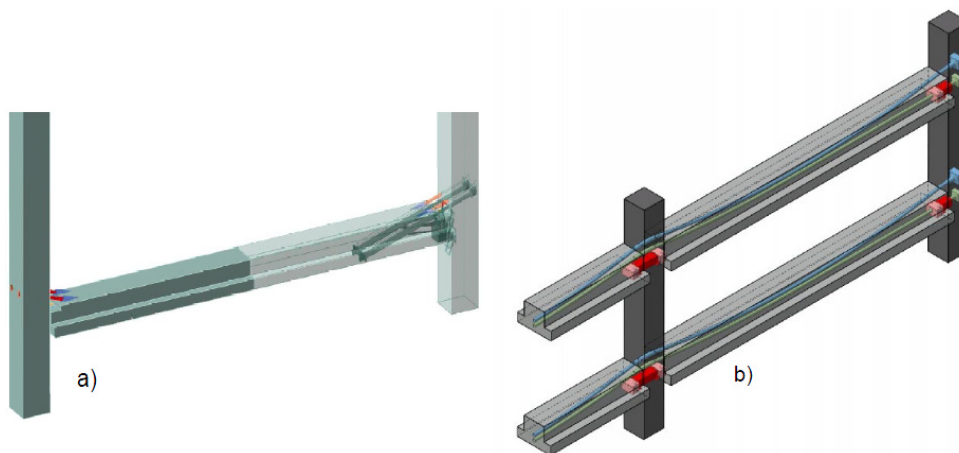


Figura 2.40 – Sistema de ligação desenvolvido pela BS Itália (Pampanin, 2005)

- Ligação com dissipadores externos (Figura 2.41) – Sistema utilizado nas ligações viga-pilar da primeira estrutura denominada “*PRESSS Building*” construída na Nova Zelândia. Trata-se de um edifício em fase final de construção, pertencente à Victoria University no Campus de Kelburn, Wellington.

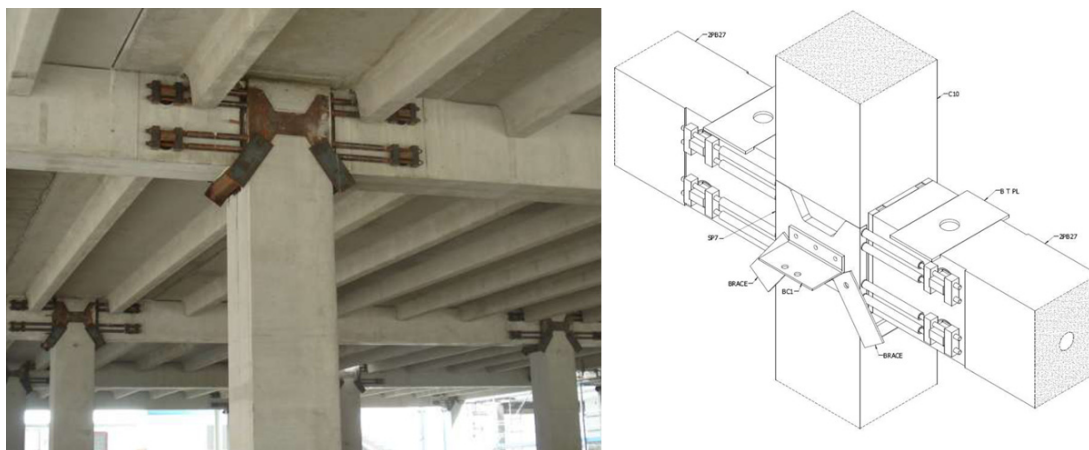


Figura 2.41 – Ligação viga-pilar utilizada no primeiro “PRESSS Building” construído na Nova Zelândia (Pampanin, 2011)

Na Nova Zelândia, alguns destes edifícios foram já submetidos a “testes reais” durante a ocorrência do sismo de 22 de Fevereiro de 2011, em Christchurch ($M_w=6.1$). O *Southern Cross Hospital Endoscopy*, construído em 2010 com recurso à tecnologia desenvolvida pelo programa PRESSS, apresentou um comportamento bastante bom, permitindo a sua operacionalidade no dia após a ocorrência do sismo, devido ao reduzido dano verificado.

Capítulo 3

SISTEMA DE LIGAÇÃO DESENVOLVIDO

3.1 INTRODUÇÃO

A tendência evolutiva dos sistemas de ligação, registada nos últimos anos, tem vindo a capacitar o mercado da pré-fabricação com diversas soluções capazes de corresponder às necessidades e exigências deste mercado (Garlock *et al.*, 2003).

Analizando o processo evolutivo da investigação realizada, apresentado em 2.5, é evidente a tendência em optar por soluções construtivas que privilegiem a facilidade e rapidez de execução, a economia e a fiabilidade dos sistemas de ligação. Verifica-se também o abandono de soluções que impliquem trabalhos em obra que obriguem a apertados processos de controlo de qualidade, como é o caso das ligações soldadas. Este tipo de ligações, para além de requerer um apertado controlo de qualidade, devido ao sobreaquecimento decorrente do processo de soldadura, pode danificar e reduzir substancialmente a secção dos varões soldados levando à rotura prematura da ligação. Nos casos em que as ligações soldadas representam o único meio de continuidade das armaduras, um erro de conceção ou de execução pode levar à ocorrência de uma rotura de natureza frágil (característica em juntas soldadas), refletindo-se num comportamento indesejável para as estruturas de betão amado.

Tendo em conta a análise realizada às características das estruturas pré-fabricadas, assim como a todo o seu processo de execução e montagem, o sistema de ligação desenvolvido deve cumprir os seguintes objetivos:

- simplicidade de execução;
- economia;
- rapidez e segurança no processo de montagem;
- tolerância a erros de execução e de montagem;
- eliminação de soldaduras em obra, garantindo que as que são executadas em fábrica sejam sobredimensionadas de modo a não condicionar o comportamento da ligação;
- eficiência para cargas verticais, com transmissão de momentos e esforço transversal;
- bom comportamento para ações sísmicas;
- durabilidade (garantir proteção adequada dos elementos metálicos contra a corrosão).

Num contexto normativo, as normas vigentes (dos quais faz parte a NP EN 1998-1, 2010) obrigam a que as estruturas reticuladas sejam dimensionados segundo os princípios do *capacity design*, concentrando toda a deformação plástica nas vigas e na ligação dos pilares à fundação – conceito pilar forte/viga fraca (*strong column-weak beam*). Desta forma, será a extremidade da viga na ligação viga-pilar, designada de zona crítica, a mais afetada por ações horizontais. A minimização de danos causados pelo sismo tem sido uma prioridade na investigação dos últimos anos, levando ao desenvolvimento de ligações de carácter dissipativo e com elevado nível de ductilidade.

O presente capítulo tem como objetivo apresentar o sistema de ligação desenvolvido indicando as suas principais características e soluções tecnológicas utilizadas. É ainda realizada uma breve descrição do modelo de referência, em estrutura monolítica, ensaiado por Gião (2012) no âmbito da sua Tese de Doutoramento.

3.2 MODELO DE REFERÊNCIA

Como já foi referido, um dos principais requisitos das estruturas pré-fabricadas passa pela exibição de características compatíveis com as estruturas homólogas monolíticas. Assim, a adoção de um modelo monolítico de referência tem particular interesse na comparação e interpretação dos resultados obtidos do modelo físico que simula a ligação de continuidade em estrutura pré-fabricada. Um modelo monolítico foi

previamente ensaiado no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL, no âmbito da Tese de Doutoramento de Gião (2012).

Na definição do modelo experimental, considerou-se que o comportamento não linear é circunscrito à extremidade da viga, sendo a sua configuração condicionada pela deformada de uma estrutura em pórtico sujeita a cargas verticais (gravíticas) e horizontais (sísmicas). A Figura 3.1 apresenta, de forma esquemática, a configuração da deformada de um pórtico genérico sujeito às solicitações referidas. A Figura 3.1 a) representa um pórtico sujeito um carregamento horizontal em que o ponto inflexão da deformada da viga se situa a meio vão (ponto de momento nulo). A representação das cargas gravíticas, uniformemente distribuídas na viga, é ilustrada na Figura 3.1 b) onde o ponto de momentos nulos se situa numa posição correspondente a aproximadamente um quarto do seu vão. Da conjugação das duas situações, apesar de não se tratar de uma relação linear, para efeitos da definição do modelo experimental pode ser considerado um ponto médio para a posição do ponto de momento nulo, ilustrado na Figura 3.1 c), e que reduz o modelo para uma viga em consola com comprimento de um terço de vão (Figura 3.1 d)). Sendo o objetivo prioritário o estudo do comportamento isolado da viga, o pilar deve ser considerado um corpo rígido, garantindo assim uma situação de encastramento (Figura 3.1 e)).

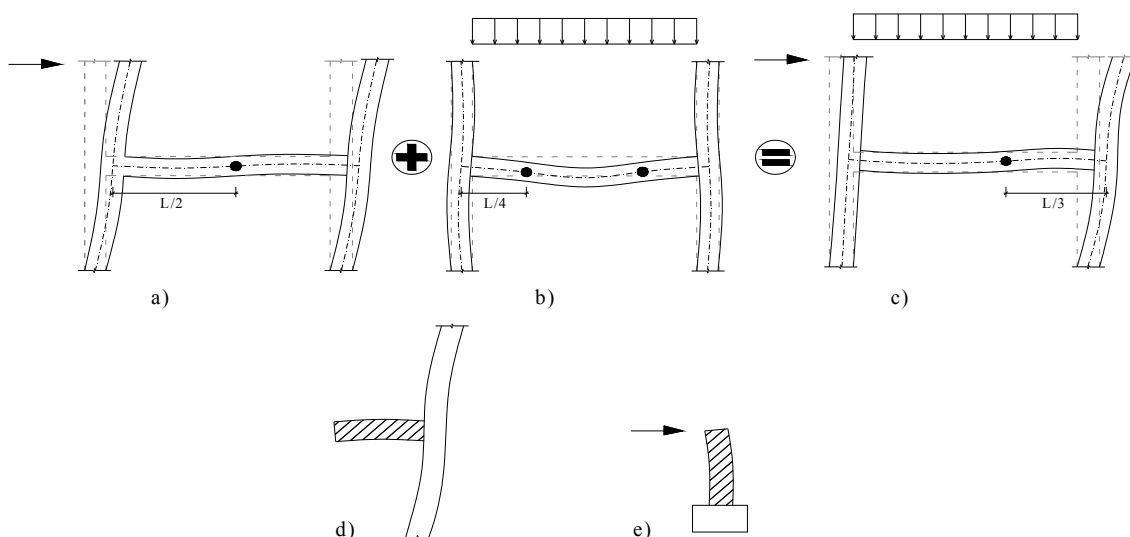


Figura 3.1 – Conceção da geometria do modelo experimental monolítico (adaptado de Gião, 2012)

Os sistemas porticados em edifícios estão normalmente associados à utilização de lajes de piso ligadas à face superior das vigas, o que lhes confere uma secção transversal de geometria assimétrica. Estes elementos apresentam uma distribuição de armadura igualmente assimétrica, com maior relevância nas zonas críticas onde a percentagem de armadura superior é, em geral, maior que a inferior. Atendendo à geometria imposta

pela presença da laje, a largura do banzo efetivo corresponde a uma secção em L invertido ou em T. Desta forma, a contribuição do banzo superior para a área de compressão (momentos positivos) terá um incremento de resistência bastante acentuado, já em tração (momentos negativos) verifica-se um acréscimo de capacidade resistente menos acentuado, decorrente apenas da presença da armadura da laje distribuída ao longo do banzo efetivo, em adição à armadura superior da viga, geralmente circunscrita à largura da alma.

Assim, a consideração de uma secção retangular simples poderia levar a um sobredimensionamento da secção, podendo esta exibir uma capacidade resistente real superior à de cálculo, potenciando a formação de rótulas plásticas ao nível do pilar por aumento da capacidade resistente e da rigidez não prevista para a viga.

De forma a simular o comportamento real da viga, a adoção de uma geometria assimétrica foi tida como parte preponderante na elaboração do modelo experimental. Importa referir que, devido a condicionantes do equipamento de ensaio, a posição do modelo equiparar-se-á ao representado na Figura 3.1 e), ficando a viga posicionada na vertical tendo como base o pilar.

3.2.1 Descrição do Modelo Monolítico

O modelo monolítico foi concebido para caracterizar o comportamento de uma ligação viga-pilar situada num pilar de extremidade inserido numa estrutura porticada, em que a viga tem 4.5 m de vão. Como já foi referido, é possível caracterizar o comportamento da rótula plástica formada na ligação definindo o comprimento da viga igual a $L/3$ do vão, sendo o modelo reduzido a uma consola com 1.5 m de comprimento.

No entanto, de forma a adequar o modelo experimental ao equipamento de ensaio, o modelo experimental de referência apresenta a geometria apresentada na Figura 3.2. A viga, construída em betão armado com 1.65 m de comprimento, dos quais 1.15 m apresentam secção em T e os restantes 0.50 m apresentam secção retangular para possibilitar o acoplamento do atuador. O pilar é representado por um bloco rígido com dimensões em planta (considerando a posição de ensaio) de 0.70 m x 1.25 m e altura variável de forma a permitir a sua fixação à laje de reação do laboratório.

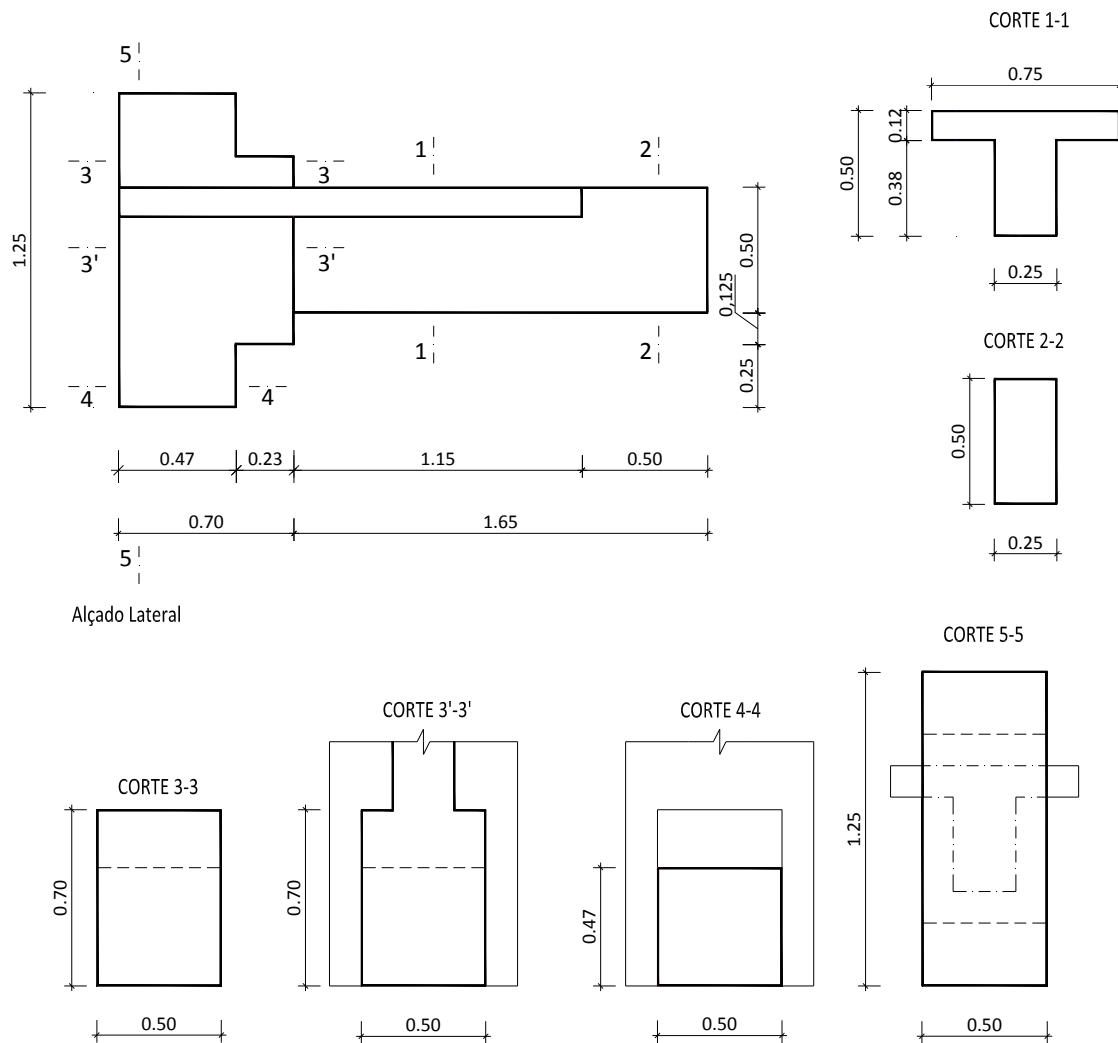


Figura 3.2 – Geometria do modelo experimental pré-fabricado de referência (adaptado de Gião, 2012)

3.2.2 Pormenorização das Armaduras

O dimensionamento do modelo de referência foi realizado, numa primeira abordagem, seguindo as práticas comuns de pormenorização de armadura, conferindo-lhe um comportamento de ductilidade normal (de acordo com o REBAP, 2010). A armadura de cálculo concentrou-se na secção retangular, constituindo uma percentagem total de armadura de 1% sendo a razão entre a armadura inferior e superior de 0.5. A Figura 3.3 representa a pormenorização da armadura da viga e do pilar, assim como a localização dos extensómetros usados para monitorizar a evolução de extensões nas armaduras.

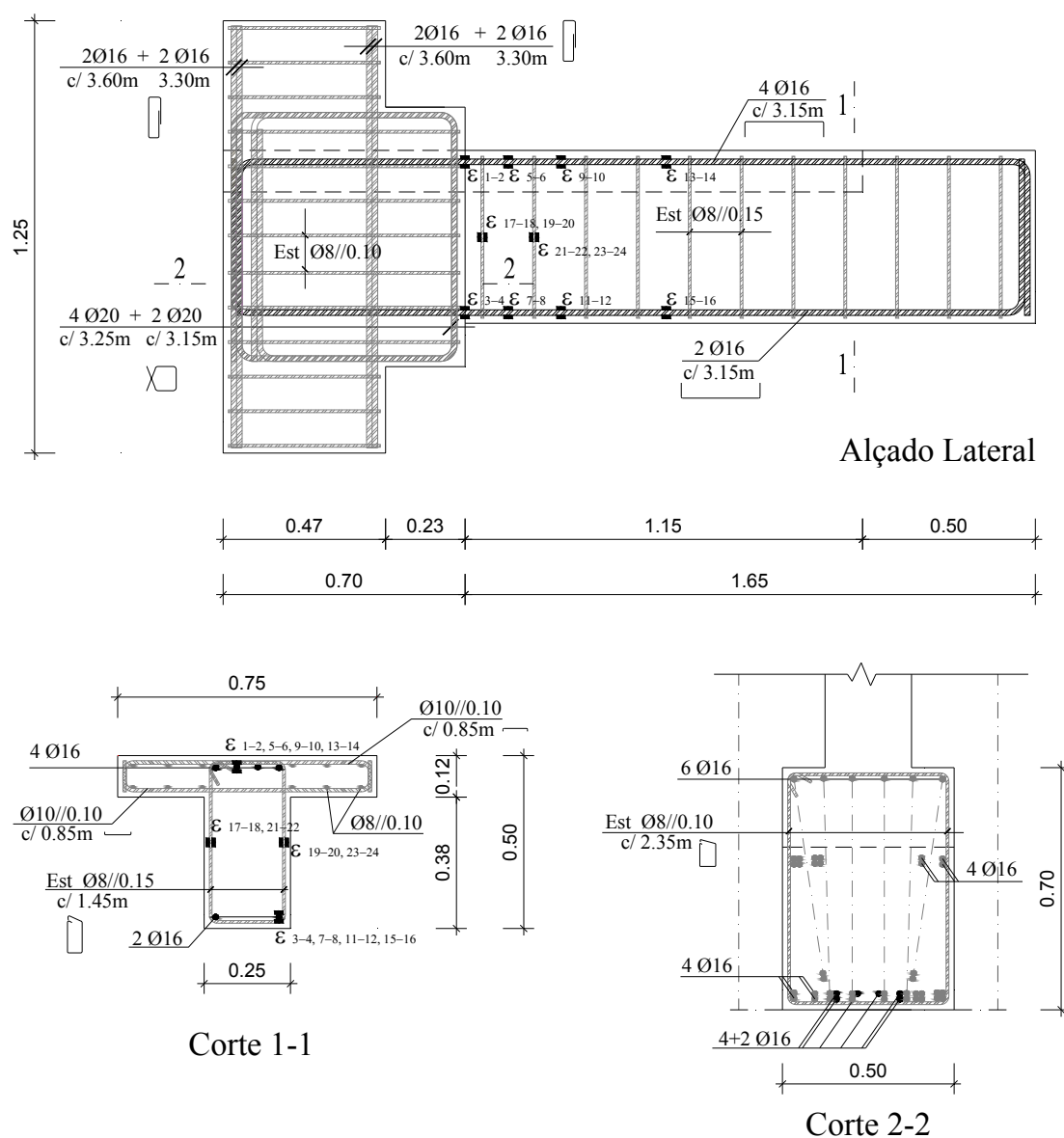


Figura 3.3 – Pormenorização da armadura do modelo experimental de referência (adaptado de Gião, 2012)

3.3 SISTEMA DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR PROPOSTO

O sistema de ligação proposto deve permitir a segmentação da estrutura através de ligações localizadas nas extremidades das vigas e na face dos pilares, ao nível de cada piso. Este sistema confere aos pilares a particularidade de serem constituídos por peças únicas, vencendo a totalidade da sua altura, apresentando, em cada piso, chapas de ancoragem que permitem a ligação às vigas. A Figura 3.4 mostra a localização prevista para as ligações numa possível aplicação prática em estruturas pré-fabricadas reticuladas, particularizando o caso em estudo.

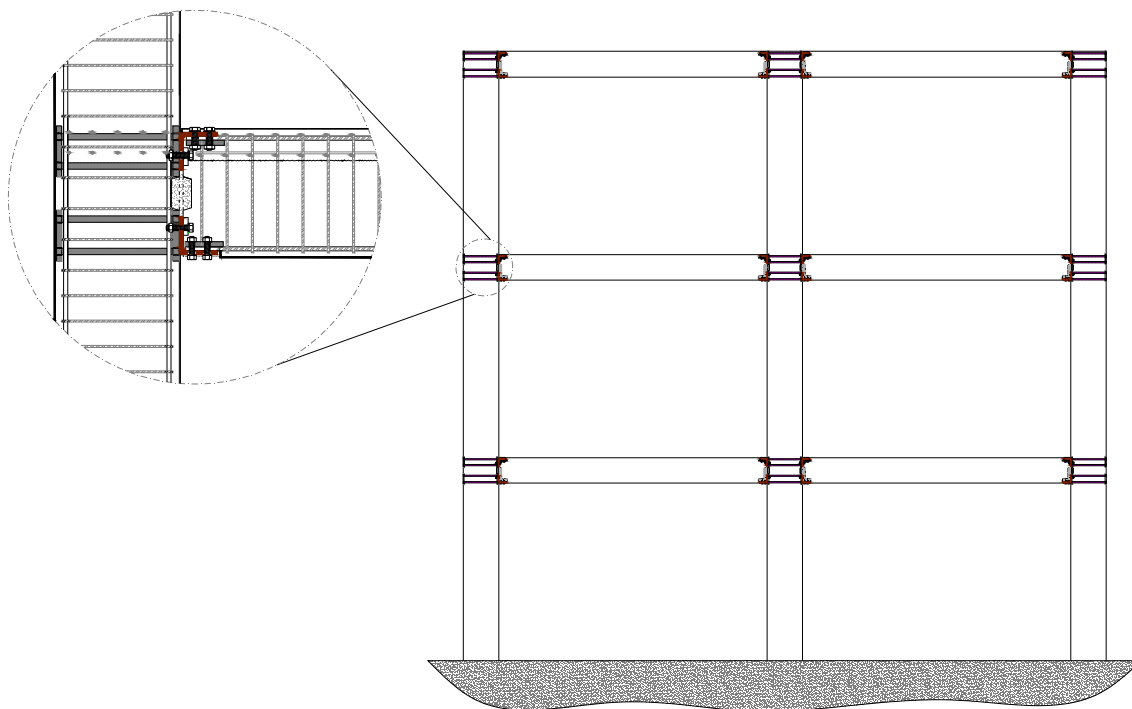


Figura 3.4 – Exemplos de possíveis localizações de juntas para o sistema de ligação desenvolvido (perspetiva de implementação prática)

O sistema de ligação idealizado pressupõe a existência de um pilar de bordo ao qual liga uma viga que servirá de apoio a uma laje betonada em obra. A ligação viga-pilar é efetivada com recurso a cantoneiras aparafusadas ao pilar e chapas de continuidade soldadas à armadura superior e inferior da viga, como ilustra a Figura 3.5. O modelo ilustrado pretende simular uma viga interior em que a ligação da laje, numa segunda fase de execução, irá conferir à viga uma secção em T assumindo o banzo efetivo um contributo ativo na sua resistência.

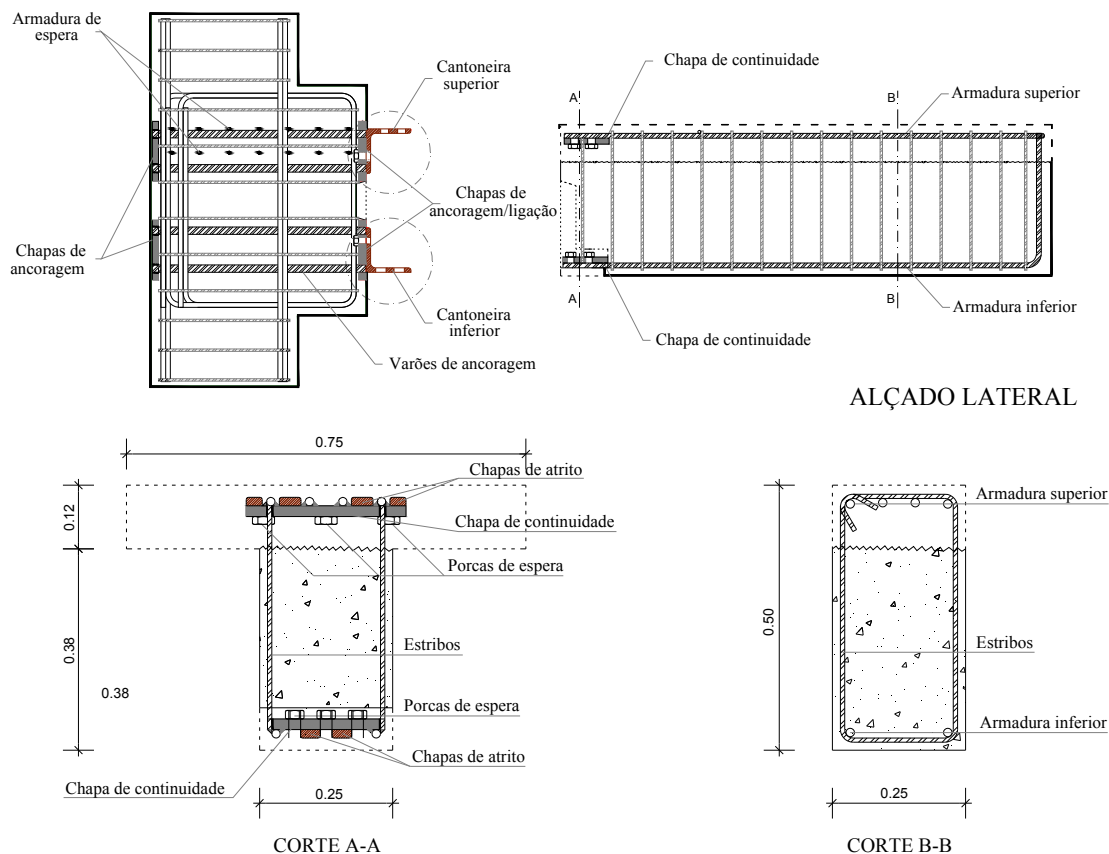


Figura 3.5 – Representação esquemática da solução apresentada

3.3.1 Faseamento Construtivo

O faseamento construtivo prevê, após posicionamento dos pilares em obra, a colocação das cantoneiras inferiores, que servirão de apoio inicial às pré-vigas (elemento de viga com betonagem da zona inferior, deixando a armadura superior à vista). A pré-viga terá uma chapa de continuidade (parcialmente embebida no betão) soldada aos varões longitudinais inferiores, sendo esta aparafusada a uma das abas da cantoneira inferior. Nesta fase deverá ser realizada a selagem da junta com argamassa reforçada com fibras de aço. Seguidamente será posicionada e aparafusada a cantoneira superior na face do pilar e montada a armadura longitudinal superior, que terá uma chapa de continuidade para aparafusamento à cantoneira superior. O processo construtivo conclui-se com o posicionamento da armadura da laje e betonagem, em conjunto, da face superior da viga e da laje. A Figura 3.6 ilustra o processo construtivo anteriormente descrito.

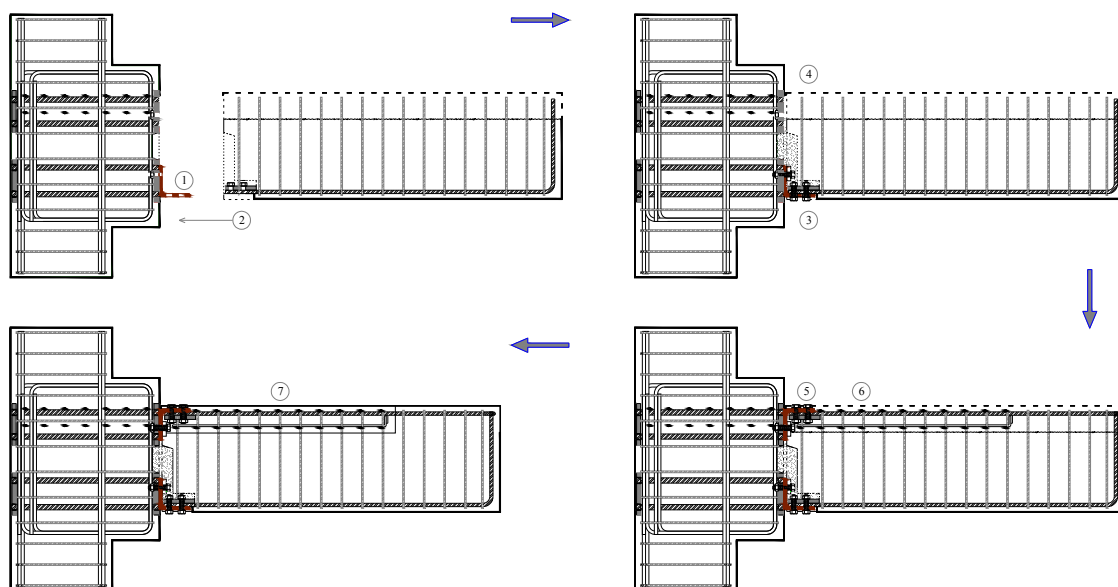


Figura 3.6 – Faseamento construtivo do modelo pré-fabricado: 1. Aparafusamento da cantoneira inferior ao pilar; 2. Montagem da viga sobre a cantoneira inferior; 3. Aparafusamento das armaduras inferiores; 4. Selagem da junta com calda armada com fibras de aço; 5. Aparafusamento da cantoneira superior ao pilar; 6. Posicionamento da armadura superior e aparafusamento à cantoneira superior; 7. Betonagem da laje e da face superior da viga.

3.3.2 Descrição da Ligação

As cantoneiras, ligadas por parafusos às chapas de ligação, terão como principal função garantir a continuidade da armadura superior e inferior, permitindo a transmissão de momentos fletores entre viga e o pilar. Será ainda a principal fonte de dissipação de energia, uma vez que se espera a sua deformação inicial (com formação de rótulas plásticas localizadas) antes da cedência das armaduras longitudinais da viga. No caso particular da cantoneira da face inferior da ligação, esta terá ainda como objetivo conferir o suporte da viga em fase de montagem, evitando o recurso a escoramento complementar, facilitando assim o processo de montagem.

As cantoneiras possuem furos ovalizados, que conferem a capacidade de absorver os desvios dimensionais decorrentes do posicionamento dos elementos pré-fabricados ou desvios geométricos provenientes da sua execução. Os furos ovalizados da cantoneira inferior (localizados na aba que liga à viga) permitem um ajustamento posicional da viga segundo o seu eixo, já os furos ovalizados da cantoneira superior (localizados na aba que liga ao pilar) permitem o posicionamento da armadura longitudinal da viga segundo o eixo do pilar.

O alargamento das tolerâncias posicionais e geométricas dos elementos fica dependente da adoção de cantoneiras de dimensões adequadas ao nível de tolerância pretendido.

Recomenda-se ainda o recurso a soluções de aparafusamento com pré-esforço, aumentando assim o atrito entre os elementos ligados, minimizando a possibilidade de existir escorregamento.

A Figura 3.7 apresenta, de forma pormenorizada, o elemento de ligação descrito.

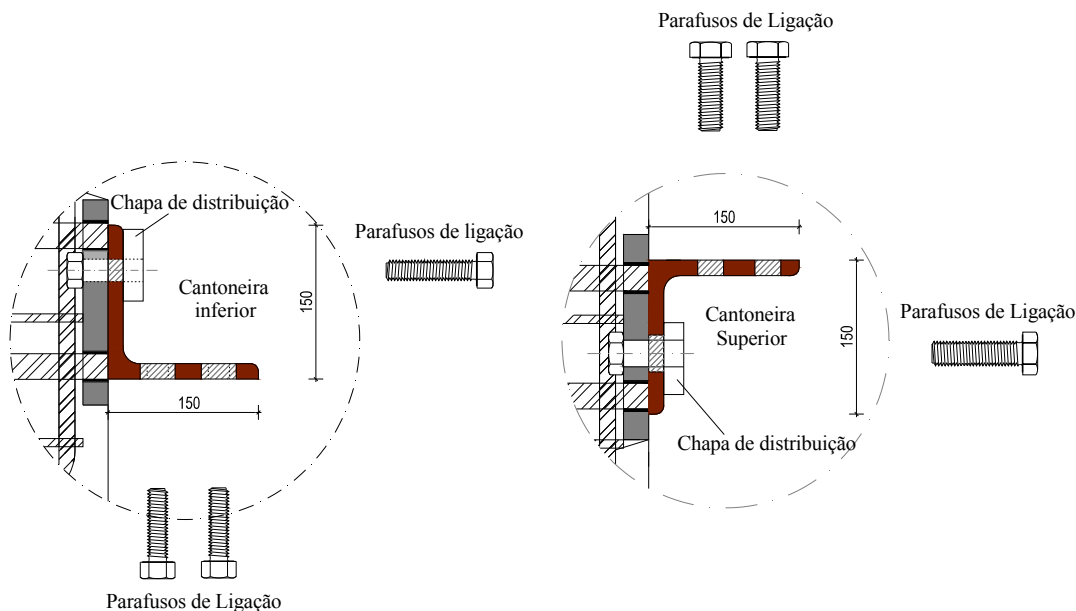


Figura 3.7 – Pormenor da ligação inferior e superior das cantoneiras ao pilar

Deve ainda ser dada especial atenção a um fenómeno decorrente de ligações com cantoneiras denominado de “efeito de alavanca”. Este efeito é ilustrado na Figura 3.8 onde é identificado de forma particular em ensaios realizados por Marreiros (2011).

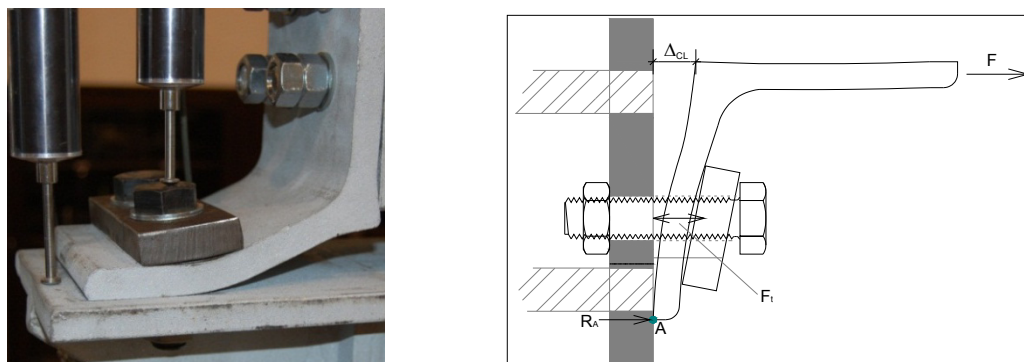


Figura 3.8 – Efeito de alavanca (Marreiros, 2011)

Trata-se do acréscimo da força de tração (F_t) transmitida aos parafusos por parte da aba da cantoneira que, ao fletir (durante a fase de tração das armaduras – força F), desenvolve na sua aresta exterior (ponto A) uma reação de compressão (R_A) que terá que ser equilibrada pela força de tração induzida nos parafusos.

Este fenómeno é também responsável pela perda de rigidez no decorrer das ações cíclicas, uma vez que a flexão ocorrida na aba atinge patamares não recuperáveis (Figura 3.9). Por este facto, na repetição dos ciclos, o contacto da aba com a superfície de apoio é retardado verificando-se um decréscimo de rigidez relativamente aos ciclos anteriores. Esta perda de rigidez está patente no traçado do gráfico da Figura 3.9 onde se observa também o ponto de recuperação da rigidez do sistema, coincidente com o instante em que a aba da cantoneira entra em contacto com a base de apoio.

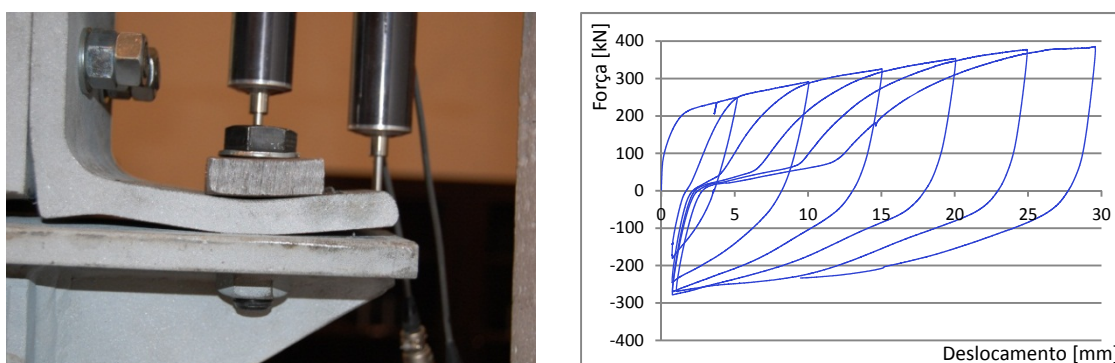


Figura 3.9 – Deformação da cantoneira imposta pelo efeito de alavanca (Marreiros, 2011)

Como forma de tentar minimizar esta perda de rigidez utilizou-se uma chapa de distribuição dos parafusos (“*washer plate*”) mais alongada na direção da face exterior da aba. Espera-se que a introdução deste elemento torne a zona afetada mais rígida limitando de forma significativa a deformação da aba da cantoneira nessa zona.

A zona de ligação viga-pilar, por se tratar de uma zona de apoio, exhibe uma concentração de forças de corte bastante elevada, resultantes da componente vertical das tensões de compressão inclinadas que se formam no betão. Estas forças são equilibradas, ao longo da viga, pela armadura transversal até à zona de apoio. No caso do sistema de ligação proposto, a transmissão de forças ao apoio é realizada por intermédio das cantoneiras e por algum atrito que se possa desenvolver na interface viga/pilar. Como forma de incrementar a influência desta interface, aliviando de certa forma as solicitações impostas às cantoneiras, foi prevista a execução de uma “*shear key*” (Figura 3.10). Trata-se de duas reentrâncias na viga e no pilar, localizadas na zona de ligação, que serão posteriormente preenchidas com argamassa de selagem.

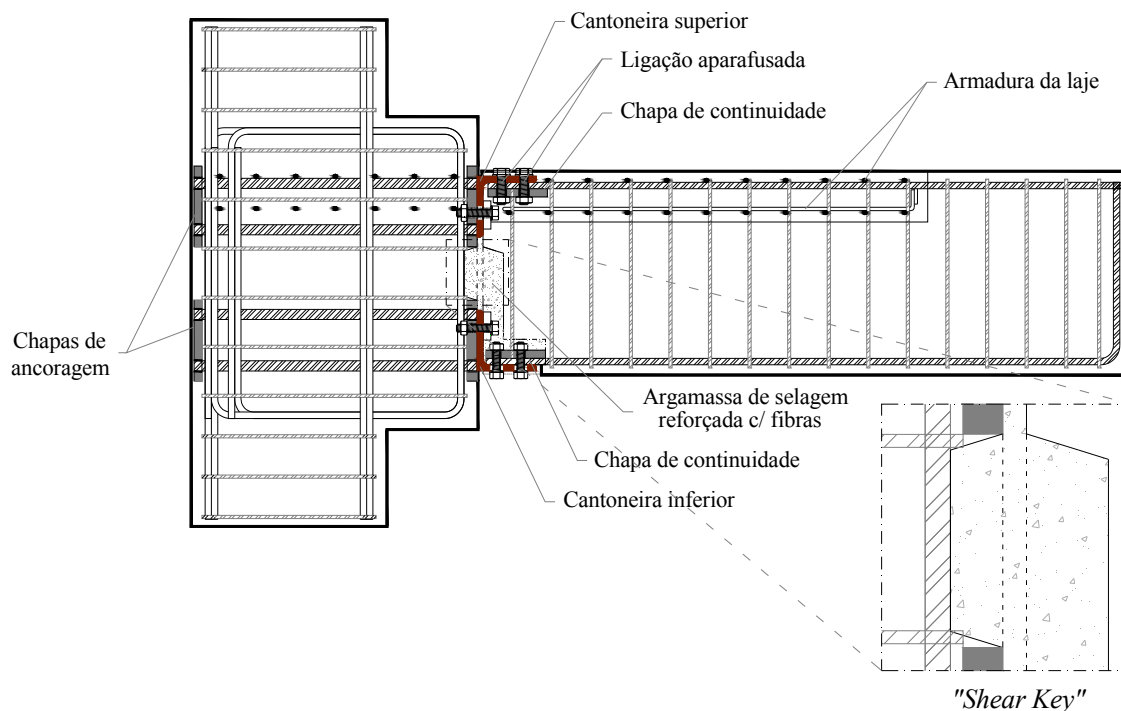


Figura 3.10 – Pormenor da execução do “*Shear Key*”

3.3.3 Geometria do Modelo

Como forma de fazer equivaler a análise do comportamento do modelo pré-fabricado ao modelo monolítico de referência, tanto a sua geometria como a distribuição da armadura são similares. Existem, no entanto, alguns desvios pontuais impostos pelas condicionantes de fabrico e montagem que deverão ser considerados no cálculo da resistência efetiva do modelo.

As alterações efetuadas na configuração geométrica do modelo pré-fabricado estão diretamente relacionadas com a necessidade da realização de uma junta de ligação entre os dois elementos (viga e pilar) e inclusão dos elementos metálicos de ligação. A Figura 3.11 ilustra a geometria adotada para o modelo experimental pré-fabricado.

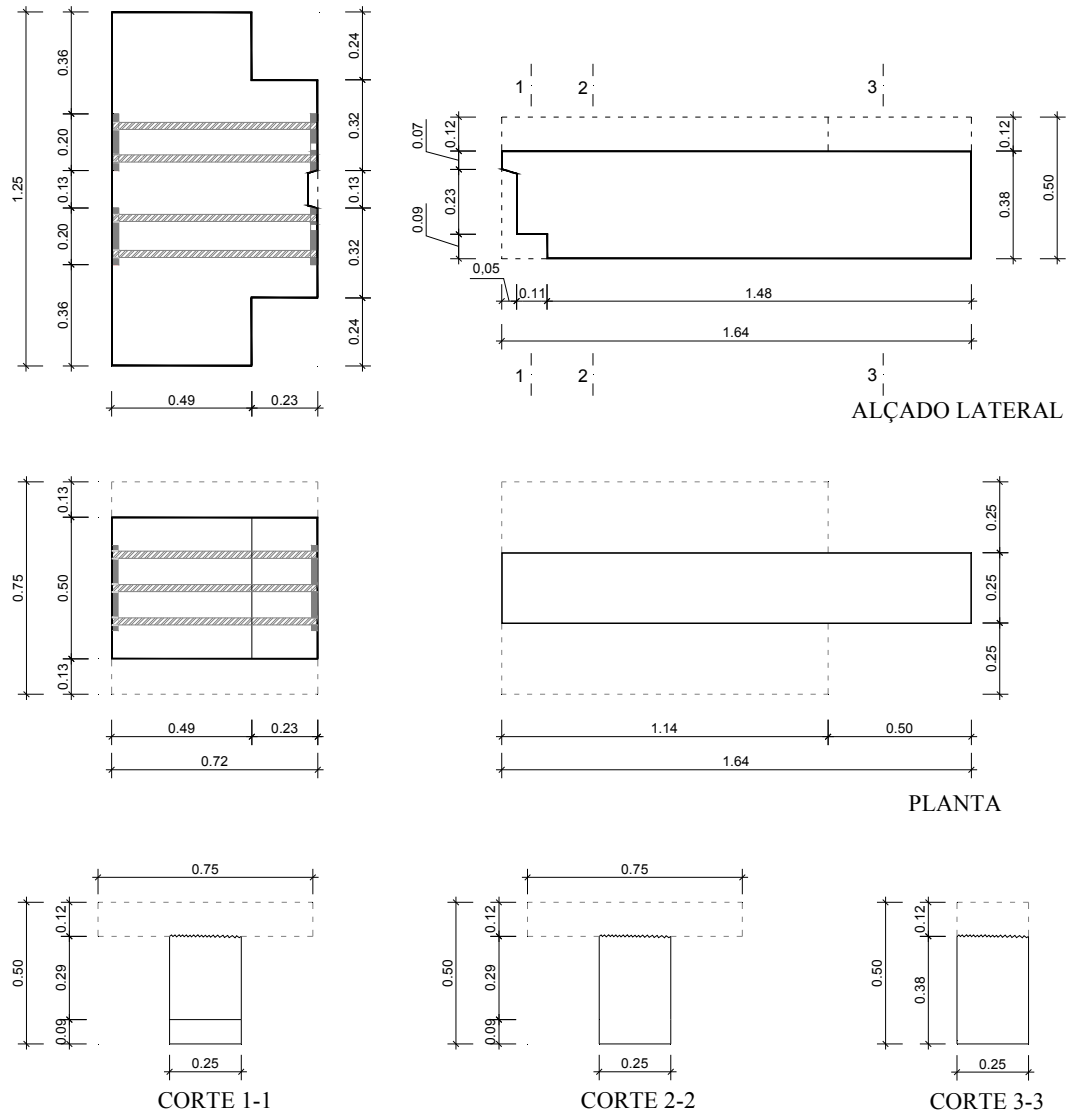


Figura 3.11 - Representação geométrica do modelo pré-fabricado

3.4 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

O dimensionamento dos componentes metálicos é realizado tendo em conta a necessidade de isolar a análise dos principais elementos dissipadores de energia. Como tal, as cantoneiras foram pré-dimensionadas para as forças de dimensionamento sendo as armaduras sobredimensionadas de forma a desviar as deformações plásticas para as cantoneiras. Todos os restantes elementos metálicos (armaduras longitudinais, chapas de ligação, soldaduras, parafusos e ancoragens) foram devidamente sobredimensionados para que não atinjam a cedência para a força correspondente à força de rotura das cantoneiras. Desta forma, tem-se a garantia que a dissipação de energia se dá exclusivamente por deformação plástica das cantoneiras e que todos os restantes

elementos funcionam em regime elástico. O dano fica exclusivamente limitado às cantoneiras.

O tipo de dimensionamento adotado considera-se dissipativo, uma vez que se prevê a dissipação de energia numa rótula plástica induzida na zona da ligação.

Importa referir que os resultados apresentados nos Quadros 3.1 a 3.6 são determinados usando os valores característicos das tensões de cedência e máxima do aço. Os valores de γ_{M2} e γ_{M3} , referidos pelas normas como coeficientes de segurança de dimensionamento, foram tomados com unitários. Esta simplificação é justificada pela necessidade de obter uma estimativa dos valores de dimensionamento dos elementos metálicos, com base nos parâmetros teóricos do material, tendo presente que se tratam de valores conservativos.

3.4.1 Cantoneiras

A utilização de cantoneiras como elemento de ligação viga-pilar é geralmente associado ao domínio das estruturas metálicas. O interesse pela sua utilização, quando incorporadas no grupo das ligações aparafusadas, assumiu especial destaque após o mau desempenho sísmico de alguns edifícios executados com ligações soldadas. Apesar deste tipo de ligações apresentar alguma capacidade de dissipação de energia, esta era materializada através da formação de rótulas plásticas por cedência ou encurvadura local da viga. Este comportamento causava danos na estrutura que seriam de difícil reparação por se tratar de intervenções muito profundas e, conseqüentemente, dispendiosas (Garlock *et al.*, 2003). Uma forma de isolar os danos causados pelas ações sísmicas passa pela utilização de elementos de fácil substituição que permitam a dissipação de energia sem comprometer os restantes elementos estruturais.

Kishi e Chen (1990) apresentaram um modelo analítico que permitiu determinar a relação momento-rotação de uma ligação viga-pilar com cantoneiras sujeitas a carregamentos cíclicos, tendo obtido resultados com uma boa aproximação aos resultados experimentais.

Shen e Astaneh-Asl (1999) investigaram o mesmo tipo de ligações, incidindo o motivo de estudo no comportamento inelástico da ligação quando sujeita a elevadas deformações cíclicas, na capacidade de dissipação de energia das cantoneiras com ligação aparafusada e na determinação dos modos de rotura em carregamentos cíclicos (Figura 3.12). Os autores comprovaram o bom comportamento destes elementos quando sujeitos a ações cíclicas, que apresentaram boa capacidade de dissipação de energia,

exibindo, ainda assim, pouca variação na sua capacidade resistente ao longo de cada ciclo. Verificaram também que a tensão de rotura das cantoneiras era duas a três vezes superior à tensão de cedência, resultante da grande capacidade de deformação e do endurecimento pós-cedência do material.

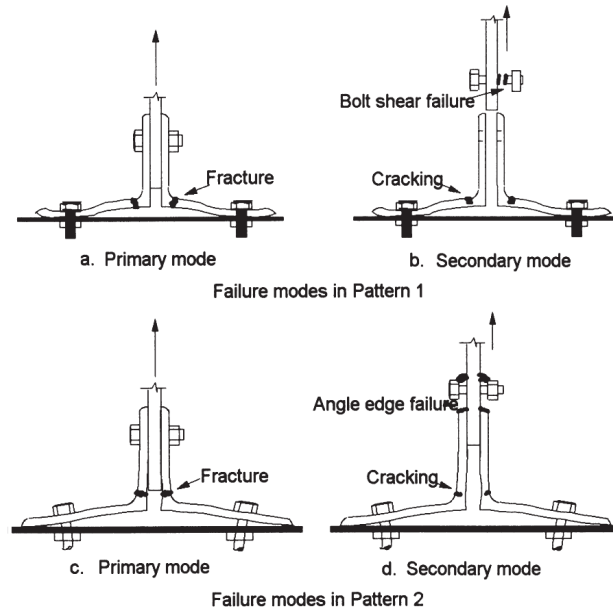


Figura 3.12 – Modos de rotura associados à deformação verificada nos dois tipos de modelo ensaiados (Shen e Astaneh-Asl, 1999)

Este tema voltou a ser estudado por Garlock *et al.* (2003), que realizou uma campanha de ensaios cíclicos em cantoneiras com o objetivo de avaliar os vários fatores que influenciam o comportamento destes elementos. A Figura 3.13 apresenta os parâmetros estudados pelo autor e as suas dimensões gerais.

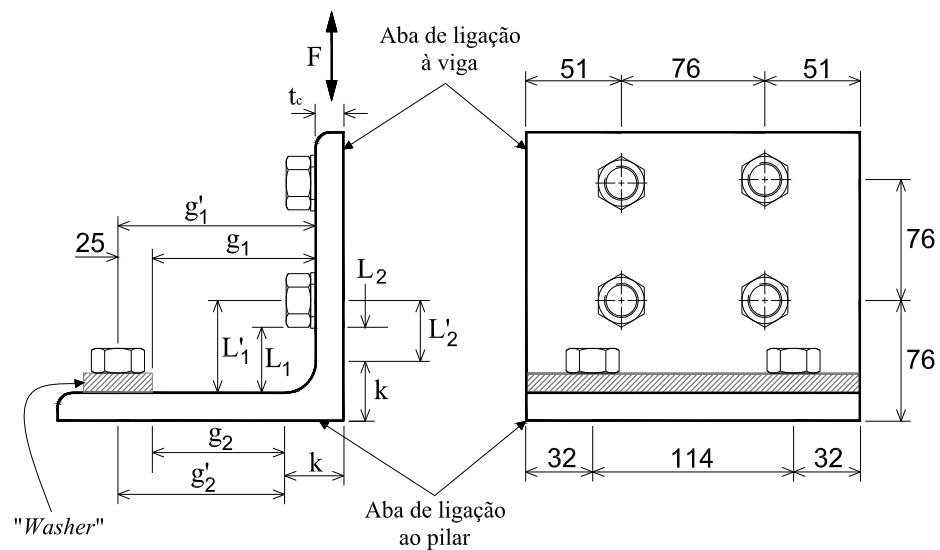


Figura 3.13 – Parâmetros e dimensões (em mm) do modelo (adaptado de Garlock *et al.*, 2003)

Importa destacar alguns dados importantes estudados pelos autores no que respeita aos diferentes modos de rotura e mecanismos de cedência observados, à força de cedência e pós-cedência do sistema e à capacidade de dissipação de energia dos elementos ensaiados.

Os modos de rotura identificados seguem a mesma linha dos observados por Shen e Astanteh-Asl (1999). Neste caso particular, o modo de rotura mais recorrente foi o representado no Modelo B, identificado na Figura 3.14.

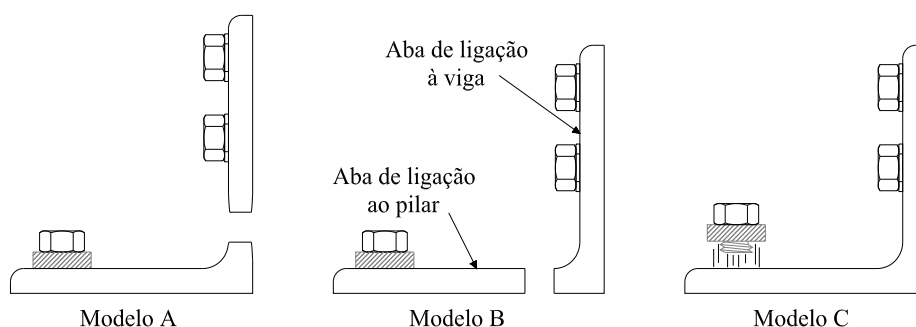


Figura 3.14 – Modos de rotura (adaptado de Garlock *et al.*, 2003)

A formação de rótulas plásticas ocorre em três zonas particulares da cantoneira (Figura 3.15): na proximidade dos parafusos de ligação da aba da cantoneira ao pilar; na aba de ligação ao pilar a uma distância k (Figura 3.13) do ponto de confluência das duas abas; e na aba de ligação à viga a uma distância k do ponto de confluência das duas abas. A formação destes mecanismos foi igualmente observada por Marreiros (2011) e está bem evidenciado na Figura 3.9 da secção 3.3.1.

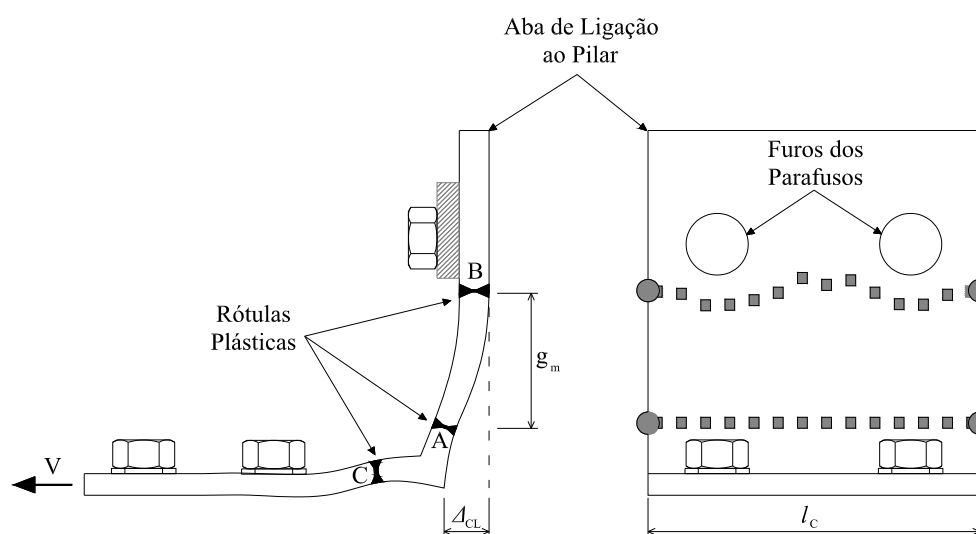


Figura 3.15 - Localização das rótulas plásticas (adaptado de Garlock *et al.*, 2003)

Importa referir que na presença da chapa de distribuição, apenas a espessura da cantoneira influencia de forma significativa a posição da rótula plástica que se forma na sua proximidade (ponto B). As cantoneiras de menor espessura não têm capacidade para levantar a chapa formando a rótula plástica na proximidade imediata do bordo. No caso de cantoneiras de maior espessura é mobilizada a força necessária para levantar a chapa, verificando-se uma tendência para a formação da rótula plástica na sua face inferior, junto aos furos dos parafusos.

Na determinação de uma estimativa para a força de cedência, a secção condicionante corresponde à parcela da aba de ligação ao pilar confinada entre as duas rótulas plásticas (secções A e B). A referida secção é pormenorizada na Figura 3.16, onde se apresenta o respetivo diagrama de corpo livre quando é aplicada uma força V à cantoneira.

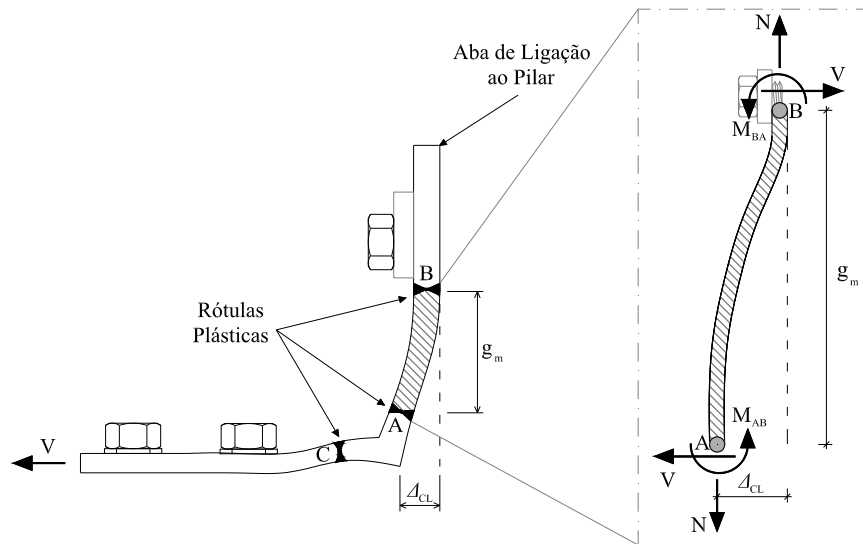


Figura 3.16 – Localização das rótulas plásticas e diagrama de corpo livre da aba de ligação ao pilar (adaptado de Garlock *et al.*, 2003)

Considerando M_{AB} e M_{BA} iguais ao momento plástico da cantoneira e Δ_{CL} nulo (desprezando o efeito das forças de corte, uma vez que estas são estimadas de forma empírica), por equilíbrio de momentos, a força de cedência teórica é dada por:

$$V_p = \frac{2M_{pl}}{g_m} \quad (3.1)$$

em que:

- M_{pl} é o momento plástico da secção transversal da aba da cantoneira;

- g_m é a distância média entre os pontos de formação de rótulas plásticas (A e B).

A expressão anteriormente proposta é de carácter meramente teórico, considerando a teoria dos pequenos deslocamentos, desprezando-se dessa forma a influência das forças de corte (Garlock *et al.*, 2003). De forma a ponderar todos os fatores não considerados na primeira abordagem teórica, o valor de V_p foi normalizado tendo por base a força de cedência determinada experimentalmente, V_m , em função da espessura da cantoneira, t_c . Os resultados desta relação, obtidos por Garlock *et al.* (2003), apresentaram uma distribuição regular sendo possível, através de uma regressão linear, obter um fator de correção da força de cedência teórica dado pela seguinte expressão:

$$C_v = 1.35 - 0.027 t_c \quad (3.2)$$

em que:

- t_c é a espessura da cantoneira, em mm.

Desta forma, o valor estimado para a força que provoca o mecanismo de cedência considerado é dado por:

$$V_m = C_v V_p \quad (3.3)$$

Os autores referem ainda a ocorrência de um fenómeno de endurecimento na fase de pós-cedência, isto é, um aumento de força e deslocamento imediatamente após a ocorrência de uma quebra de rigidez significativa do sistema em cada ciclo realizado. Com base nestes valores, a força máxima atingida em cada ciclo foi normalizada tendo por base a força de cedência determinada experimentalmente dando origem à seguinte expressão:

$$\frac{V^*}{V_m} = 1.13 + 0.047 \Delta_{CL} \quad (3.4)$$

em que:

- V^* é a força máxima em cada ciclo;
- V_m é a força para o qual se verificou uma redução significativa de rigidez (força de cedência);
- Δ_{CL} é o deslocamento da cantoneira relativamente ao pilar, em mm.

Esta expressão permite estimar, através de uma abordagem empírica, o acréscimo de força após a formação do mecanismo de cedência devido ao efeito do endurecimento do material.

A formulação anteriormente apresentada foi utilizada como base de dimensionamento das cantoneiras. Foram utilizadas cantoneiras metálicas com dimensões padrão de 150x150x15 mm com aço de classe S275.

De forma iterativa, foram ajustados os parâmetros referentes à distância entre os dois pontos de formação de rótulas plásticas, g_m , e à largura da cantoneira, l_c , até obter a relação de forças pretendida para as cantoneiras face às forças atuantes e à força de cedência das armaduras. No entanto, os valores foram arredondados como forma de tornar as peças exequíveis, evitando assim a ocorrência de desvios decorrentes de erros de aproximação não previstos. Importa ainda referir que a largura das cantoneiras apresenta limitações relativas à largura dos elementos de betão armado. O Quadro 3.1 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento das cantoneiras.

Quadro 3.1 – Dimensionamento das cantoneiras superior e inferior

Cantoneira	f_{yk} [MPa]	l_c [mm]	g_m [mm]	M_{pl} [kN·m]	V_p [kN]	C_v [-]	V_m [kN]	Δ_{CL} [mm]	V^* [kN]
Superior	275	300	36	4.64	257.8	0.945	243.6	15	447.1
Inferior	275	200	45	3.09	137.5	0.945	129.9	15	238.4

Desta forma, as armaduras a adotar deveriam ter uma força de cedência superior a V^* para que não se atingisse a tensão de cedência antes das cantoneiras deformarem $\Delta_{CL} = 15$ mm. O Quadro 3.2 indica as armaduras adotadas para o efeito, as quais por razões práticas, não cumprem o referido por uma pequena margem.

Quadro 3.2 – Armaduras adotadas

Cantoneira	V_m [kN]	V^* [kN]	f_{yk} [MPa]	Armadura adotada	A_s [cm ²]	$F_{y,as}$ [kN]
Superior	243.6	447.1	500	4 ϕ 16	8.04	402.0
Inferior	129.9	238.4	500	2 ϕ 16	4.02	201.0

3.4.2 Chapas

As chapas de continuidade, de ancoragem e de ligação representam elementos que devem possuir comportamento elástico, tendo sido realizado o sobredimensionamento das mesmas de forma a que o seu comportamento se traduza como tal.

3.4.3 Soldadura

A ligação entre a armadura longitudinal e as chapas de continuidade foi realizada através da soldadura entre estes elementos. Recorreu-se a uma soldadura de ângulo em contorno arredondado, que permite a ligação de superfícies que formem um ângulo compreendido entre 60° e 120°. De acordo com o disposto na secção 4.3.6 (1) da NP EN 1993-1-8 (2010), o valor de cálculo da espessura efetiva do cordão de soldadura (a) aplicado em superfícies de contorno arredondado deve ser definido como apresentado na Figura 3.17.

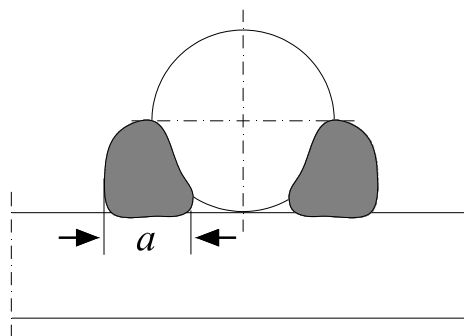


Figura 3.17 – Espessura efetiva do cordão de soldadura aplicado no contorno de superfície arredondada (adaptado de NP EN 1993-1-8, 2010)

O cálculo da resistência de um cordão de ângulo pode ser determinado pelo método simplificado, desde que, em qualquer das suas secções transversais, seja cumprido o seguinte critério (secção 4.5.3.3 da NP EN 1993-1-8, 2010):

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (3.5)$$

em que:

- $F_{w,Ed}$ é o valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento;
- $F_{w,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento.

Para verificar esta condição, e independentemente da orientação do plano que define a espessura da soldadura em relação ao esforço atuante, o valor de cálculo da resistência por unidade de comprimento é determinado por:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (3.6)$$

em que:

- $f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;
- f_u é o valor nominal da tensão de rotura à tração da peça mais fraca da ligação (tomado como valor característico à falta de ensaios dos materiais, f_{uk});
- β_w é o fator de correlação apropriado ao tipo de aço usado ($\beta_w = 0.85$);
- γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança para ligações ($\gamma_{M2} = 1.25$);
- a é o valor de cálculo da espessura efetiva do cordão de soldadura (Figura 3.17).

O limite máximo para o comprimento de cada cordão de soldadura é de 150 mm, valor correspondente às dimensões da chapa de aço. Considerando que são executadas soldaduras com o comprimento máximo, a única variável será a espessura efetiva do cordão de soldadura, sendo a sua capacidade resistente efetiva dada pela seguinte expressão:

$$F_{w,Rde} = n l_s F_{w,Rd} \quad (3.7)$$

em que:

- n é o número de cordões de soldadura;
- l_s é o comprimento de cada cordão ($l_s = 150 \text{ mm}$).

O esforço atuante na soldadura, $F_{w,Ed}$, corresponde à força dos varões em cedência transmitida às respetivas chapas de continuidade e é dada pela seguinte expressão:

$$F_{w,Ed} = A_{s,varão} f_{yk} \quad (3.8)$$

em que:

- $A_{s,varão}$ é a área da secção transversal do varão;
- f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência dos varões de aço.

Assumindo a espessura de 5 mm para os cordões de soldadura, usando os valores característicos da tensão máxima, a verificação dos valores resistentes dos cordões de soldadura é apresentada no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Valores resistentes dos cordões de soldadura

Cantoneira	f_{yk} [MPa]	$F_{w,E}$ [kN]	f_{uk} [MPa]	a [mm]	$F_{w,R}$ [kN/m]	l_s [mm]	n [-]	$F_{w,Re}$ [kN]
Superior	500	402.0	430	5	1460.4	15	8	1752.5
Inferior	500	201.0	430	5	1460.4	15	4	876.2

3.4.4 Parafusos

A força de tração atuante nos parafusos, F_b , pode ser determinada considerando a formação de uma rótula plástica entre o limite da chapa de distribuição e o furo do parafuso (como ilustra a Figura 3.18)

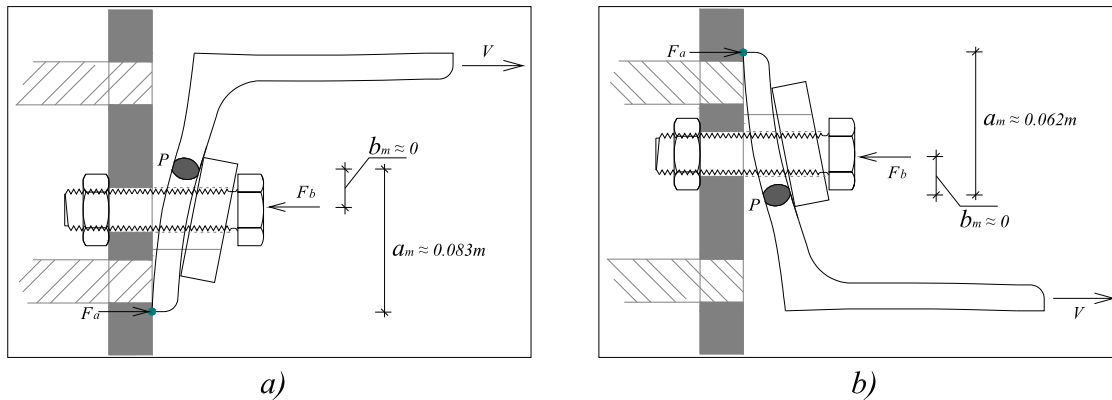


Figura 3.18 – Distribuição de forças horizontais nas cantoneiras: a) superior; b) inferior

Assim, por equilíbrio de forças, vem:

$$M_{pl} = F_a \times a_m - F_b \times b_m \quad (3.9)$$

em que:

- F_a é a força devido ao efeito de alavanca;
- F_b é a força de tração nos parafusos;
- a_m é a distância média entre a rótula plástica e o ponto de aplicação força F_a ;
- b_m é a distância média entre a rótula plástica e o ponto de aplicação força F_b .

Considerando a distância $b_m \approx 0$, da expressão acima é possível determinar a força devido ao efeito de alavanca, e a resultante das forças atuantes no parafuso é dada por:

$$F_b = V + F_a \quad (3.10)$$

em que:

- V é a força horizontal máxima atuante na cantoneira (Quadro 3.1).

O Quadro 3.4 apresenta as forças de tração nos parafusos de ligação da cantoneira superior e inferior ao pilar.

Quadro 3.4 – Força de tração nos parafusos

Ligação	M_{pl} [kN.m]	F_a [kN]	F_b [kN]
Superior	4.64	55.9	503.0
Inferior	3.09	49.8	288.3

Como se trata de uma ligação pré-esforçada, os parafusos apenas ficam sujeitos a forças de corte significativas se a força de tração, $F_{t,E}$, exceder a força de pré-esforço aplicada nos parafusos. Considerou-se para força de corte exercida nos parafusos de ligação ao pilar, como estimativa, a força máxima exercida pelo atuador, desprezando a resistência do efeito de ferrolho das armaduras da laje, a “*shear key*” e a resistência ao corte da junta betão-argamassa ou betão-betão quando comprimida. O valor considerado é, assim, bastante conservativo. No caso dos parafusos de ligação das chapas de continuidade, a força de corte corresponde à força máxima, V^* , da respetiva cantoneira. Na ligação destas chapas não se consideram esforços de tração.

Na secção 3.4 da NP EN 1993-1-8 (2010), é realizada uma categorização das ligações metálicas consoante o tipo de esforços que nelas atuam. Pretende-se que a ligação proposta se enquadre na categoria C (ligações resistentes ao escorregamento no estado limite último) e na categoria E (Ligações tracionadas). Como tal, deverão ser utilizados parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9 em que o aperto seja controlado de acordo com a norma EN 1090-2 (2008).

O recurso a ligações pré-esforçadas justifica-se pela necessidade de minimizar o escorregamento entre os elementos a ligar assim como eventuais folgas que possam surgir.

3.4.4.1 Resistência ao corte

Segundo a NP EN 1993-1-8 (2010) o valor de cálculo da resistência ao corte por parafuso, $F_{v,Rd}$, é dado pela seguinte expressão:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{M2}} \quad (3.11)$$

em que:

- α_v é um parâmetro que depende da zona de corte ou da classe do parafuso ($\alpha_v = 0.5$);
- f_{ub} é a resistência última do parafuso;
- A_{sb} é a área da secção transversal resistente do parafuso;
- γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência ($\gamma_{M2} = 1.25$).

Assim, admitindo uma distribuição de tensões uniforme em todos os parafusos, a resistência efetiva de uma ligação aparafusada ao corte, $F_{v,Rde}$, tendo em conta o número de parafusos, n_b , e o número de planos de corte, n_p , é dada por:

$$F_{v,Rde} = \frac{n_b n_p \alpha_v f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{M2}} \quad (3.12)$$

3.4.4.2 Resistência à tração

Segundo a NP EN 1993-1-8 (2010), o valor de cálculo da resistência à tração por parafuso, $F_{t,Rd}$, é dado pela seguinte expressão:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{M2}} \quad (3.13)$$

em que:

- k_2 é um coeficiente que depende do tipo de parafuso ($k_2 = 0.9$).

3.4.4.3 Esforços atuantes e resistentes

O Quadro 3.5 apresenta o resumo dos esforços atuantes e resistentes determinados com base nas expressões 3.9 a 3.13.

Quadro 3.5 – Valores resistentes da ligação aparafusada

Ligação		f_{ub} [MPa]	A_{sb} [mm ²]	$F_{v,Re}$ [kN]	$F_{v,E}$ [kN]	$F_{t,R}$ [kN]	$F_{t,E}$ [kN]
Superior	Pilar	1000	353	529.5	142.7	953.1	503.0
	Ch. continuidade	1000	353	2118	447.1	1906.2	-
Inferior	Pilar	1000	245	367.5	204.7	661.5	288.3
	Ch. continuidade	1000	245	1470	238.4	1323	-

3.4.4.4 Ligações pré-esforçadas

O valor de cálculo para a resistência ao escorregamento de ligações metálicas pré-esforçadas é dado pela seguinte expressão:

$$F_{s,Rd} = \frac{n_a k_s \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \quad (3.14)$$

em que:

- n_a é o número de planos de atrito;

- k_s é um parâmetro dependente do tipo de furo ($k_s = 1.00$ para parafusos em furos normalizados);

- μ é o coeficiente de atrito ($\mu = 0.5$);

- γ_{M3} é o coeficiente parcial de segurança para os estados limites últimos ($\gamma_{M3} = 1.25$).

A resistência ao escorregamento de ligações metálicas depende diretamente da força de pré-esforço, $F_{p,C}$, instalada nos parafusos. Por questões de segurança ou para garantir uma melhor qualidade de execução, o Anexo Nacional da NP EN 1993-1-8 (2010) recomenda como valor mínimo de pré-esforço 50% de $F_{p,C}$. A norma EN 1090-2 (2008) define um valor nominal mínimo de pré-esforço a aplicar em parafusos de ligações pré-esforçadas, dado pela seguinte expressão:

$$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_{sb} \quad (3.15)$$

Esta norma define igualmente o valor do momento de aperto de referência, $M_{r,i}$, a ser usado na aplicação da força mínima de pré-esforço, $F_{p,C}$. Seguindo o método do controlo do momento de aperto e para uma classe de aperto K2, segundo a norma EN 1090-2 (2008), o valor do momento de aperto de referência é dado pela seguinte expressão:

$$M_{r,2} = k_m d F_{p,C} \quad (3.16)$$

em que:

- k_m é um parâmetro definido pelo fabricante dos parafusos ou determinado experimentalmente segundo os procedimentos previstos na norma EN 14399-2 (2005) ($k_m = 0.19$);

- d é o diâmetro do parafuso.

O método de controlo do momento de aperto prevê a aplicação de pré-esforço, com uma chave dinamométrica devidamente calibrada, em duas fases: numa primeira fase aplica-se um momento de aperto igual a $0.75 M_{r,2}$; numa segunda fase incrementa-se o aperto até alcançar um momento de aperto de $1.10 M_{r,2}$.

O Quadro 3.6 apresenta os valores da força de pré-esforço mínima e do momento de aperto para os diâmetros de parafusos utilizados e para as classes que, segundo a NP EN 1993-1-8 (2010), devem ser usadas em ligações pré-esforçadas.

Quadro 3.6 – Valores de referência para a força mínima de pré-esforço e para o momento de aperto

Classe do Parafuso		Diâmetro do Parafuso	
		M20	M24
8.8	$F_{p,C}$ [kN]	137.2	197.7
	$M_{r,2}$ [N·m]	521.4	901.4
10.9	$F_{p,C}$ [kN]	171.5	247.1
	$M_{r,2}$ [N·m]	651.7	1126.8

De acordo com as disposições regulamentares foram utilizados parafusos M20 e M24 de classe 10.9, na ligação superior e inferior, respetivamente. O pré-esforço aplicado foi limitado pela capacidade da chave dinamométrica utilizada na aplicação do pré-esforço, que apresenta um limite de 700 N·m de momento de aperto, e pelo momento de aperto máximo permitido para os parafusos.

3.5 PORMENORIZAÇÃO

A disposição das armaduras e dos elementos de ligação encontra-se ilustrada na Figura 3.19, onde se apresentam as principais alterações relativamente ao modelo monolítico de referência. As diferenças mais relevantes têm que ver com a inclusão das cantoneiras, do sistema de ancoragem e das chapas de continuidade. Ao nível da armadura, o espaçamento entre estribos foi reduzido para 10 cm sendo usado aço A500NR em vez do A400NR usado no modelo monolítico. A amarração da armadura superior será garantida por dobragem junto à face superior do topo exterior da viga, após a betonagem complementar, uma vez que a face inferior da viga já foi betonada e não permite uma dobragem convencional. De forma a garantir a continuidade de parte da armadura da laje, foi prevista a colocação de armadura de espera nas faces laterais do pilar ($\varnothing 10/0.10$ m) em concordância com a disposição prevista segundo a sua menor direção.

Importa ainda referir a inclusão de chapas de atrito soldadas às chapas de continuidade, aumentando a superfície em contacto com as cantoneiras e minimizando assim o escorregamento entre estes elementos. Estas chapas permitem ainda diminuir o vão livre entre os pontos de apoio, inicialmente definidos pela armadura longitudinal, evitando que ocorra a flexão excessiva das chapas aquando da aplicação do pré-esforço nos parafusos.

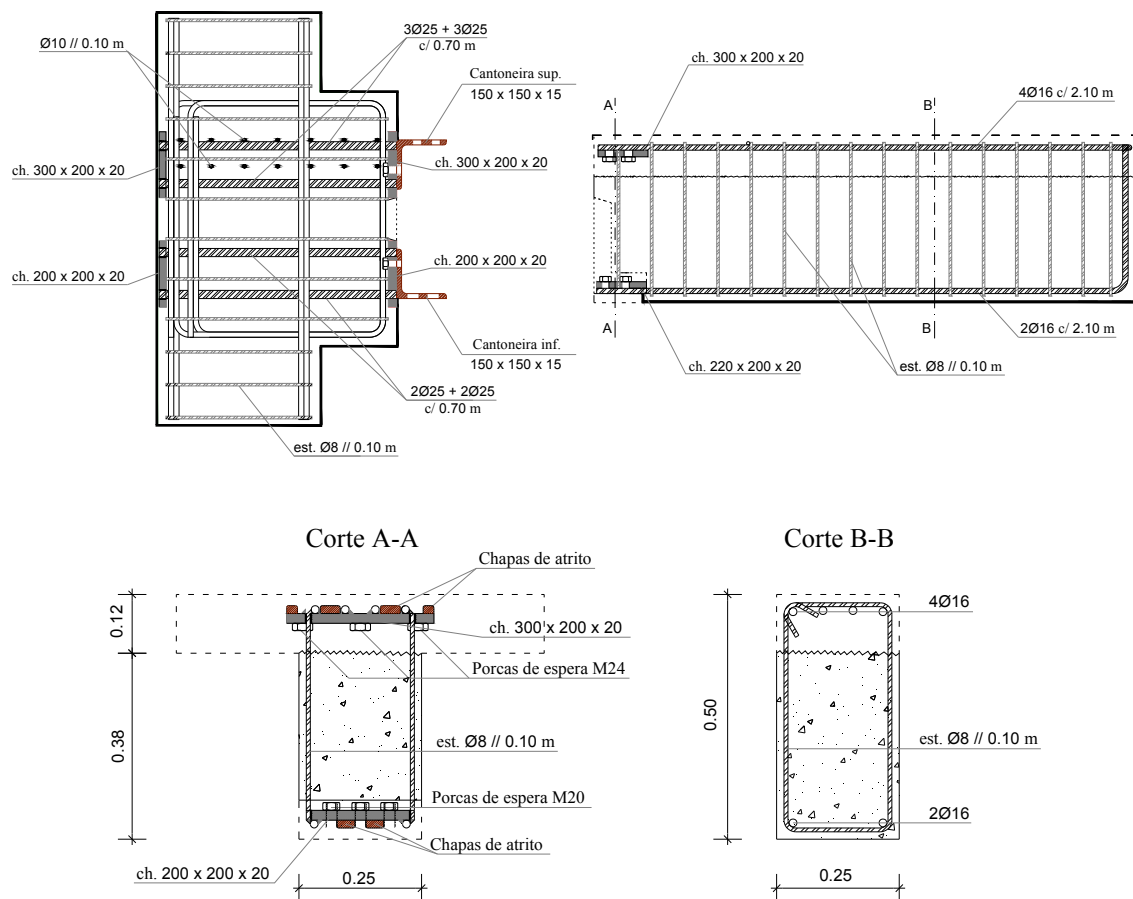


Figura 3.19 – Pormenorização das armaduras e disposição dos elementos de ligação do modelo pré-fabricado

A disposição dos elementos metálicos que compõem o sistema de ligação viga-pilar é apresentado na Figura 3.20. Nas Figura 3.21 e 3.22 é pormenorizada a geometria de cada elemento correspondente à ligação inferior e superior, respetivamente.

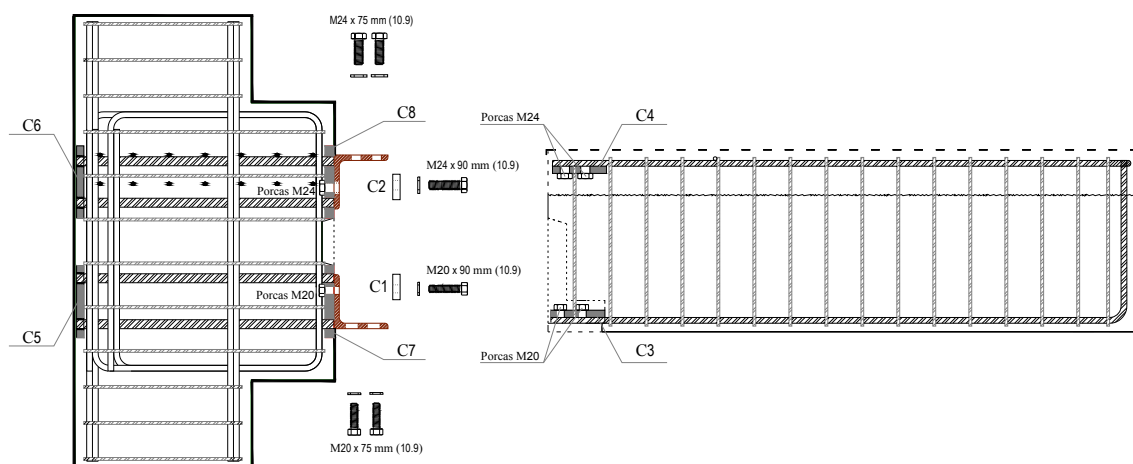
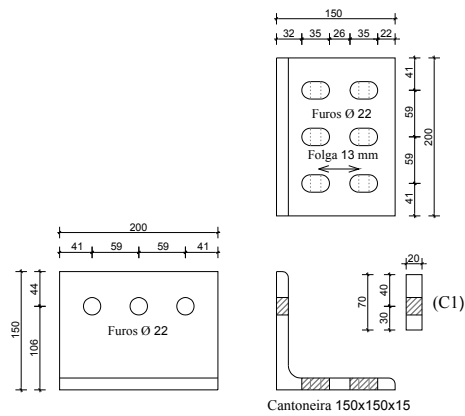
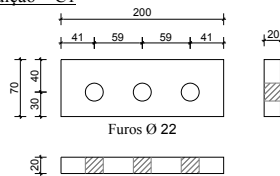


Figura 3.20 – Disposição dos elementos metálicos usados na ligação viga-pilar

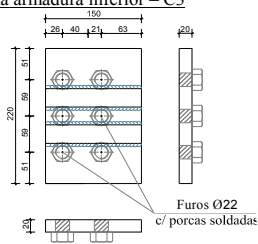
Cantoneira inferior



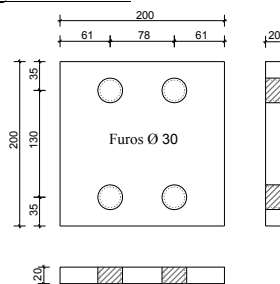
Chapa de distribuição – C1



Chapa de ligação da armadura inferior – C3



Chapa de ancoragem inferior – C5



Chapa de ligação inferior – C7

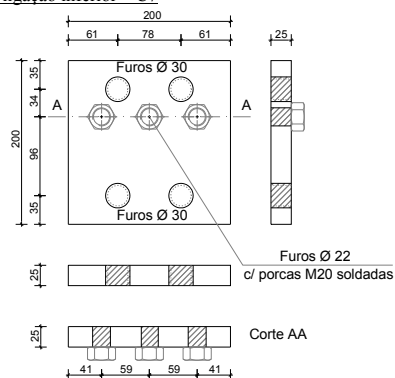
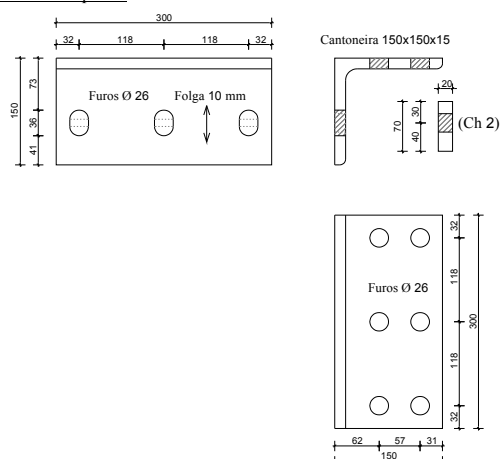


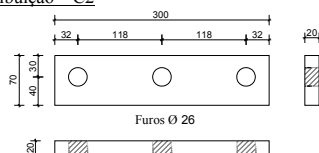
Figura 3.21 – Geometria dos elementos metálicos usados na ligação inferior (dimensões em mm)

Desenvolvimento de um Sistema de Ligação Viga-Pilar em Estrutura Pré-Fabricada com Transmissão de Momento Fletor

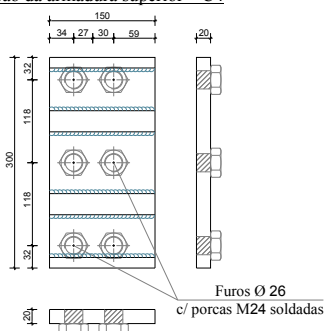
Cantoneira superior



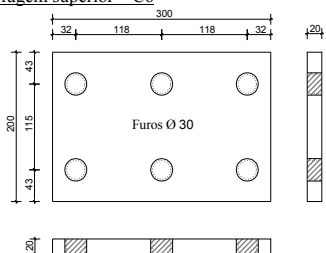
Chapa de distribuição – C2



Chapa de ligação da armadura superior – C4



Chapa de ancoragem superior – C6



Chapa de ligação superior – C8

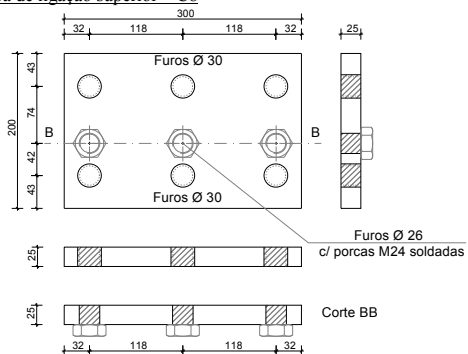


Figura 3.22 – Geometria dos elementos metálicos usados na ligação superior (dimensões em mm)

3.6 ARGAMASSA DE SELAGEM

Na descrição do processo construtivo, na secção 3.3.1, foi referida a utilização de uma argamassa de selagem reforçada com fibras na selagem da junta de ligação viga-pilar. Este material foi estudado por Gião *et al.* (2012) e insere-se no grupo de materiais designados por *High Performance Fibre Reinforced Concrete* (HPFRC). O aparecimento deste material surgiu da necessidade de contornar o comportamento frágil dos betões de alta resistência (HPC – *High Performance Concrete*).

À semelhança dos betões reforçados com fibras (FRC - *Fibre Reinforced Concrete*), também a eficiência da argamassa reforçada com fibras depende diretamente da matriz, das fibras e da interação entre estes dois elementos. Desta forma, apresenta-se de seguida a caracterização destes elementos realizada por Gião *et al.* (2012).

3.6.1 Fibras de Aço

As fibras de aço usadas no presente trabalho foram fornecidas pela empresa Favir (Figura 3.23).



Figura 3.23 – Fibras de aço contínuas usadas na argamassa de selagem (Favir, 2012)

As principais características destas fibras são apresentadas no Quadro 3.7, em que \emptyset é o diâmetro de um fio de aço, A_f é a área da secção transversal de um fio de aço, f_{sum} é o valor médio de tensão de rotura, ϵ_{sum} valor médio da extensão na força máxima e ϵ_{srm} é o valor médio da extensão na rotura.

Quadro 3.7 – Principais características das fibras de aço (Gião *et al.*, 2012)

\emptyset	A_f	f_{sum}	ϵ_{sum}	ϵ_{srm}
[mm]	[mm ²]	[MPa]	[%]	[%]
3.1	7.1	908.2	1.8	3.2

Importa referir que o processo de produção das fibras passa pelo corte longitudinal (raspagem) de um fio de aço com 3.1 mm de diâmetro, tendo-se ensaiado três provetes.

3.6.2 Interação Matriz-Fibra

De forma a avaliar a quantidade máxima de fibras de aço a utilizar assim como a relação água/cimento (a/c), de forma a que fosse possível assegurar a permeabilidade da matriz, ensaiaram-se vários provetes para quantidades de fibras entre 1% e 5%. Desta forma realizaram-se duas misturas com uma relação água/cimento de 0.40 e 0.28, às quais se adicionou 3% de superplastificante para melhorar a sua trabalhabilidade. A primeira mistura revelou-se a mais permeável, conseguindo penetrar em volumes de fibras superiores a 4% (verificando-se fenómenos de segregação do cimento), enquanto a segunda, para valores superiores a 3%, apresentava baixa capacidade de penetração, verificando-se a presença de vazios.

Foram realizados 54 ensaios de flexão e 108 de compressão aos 7 e aos 28 dias, tendo-se obtido os resultados apresentados na Figura 3.24 e Figura 3.25.

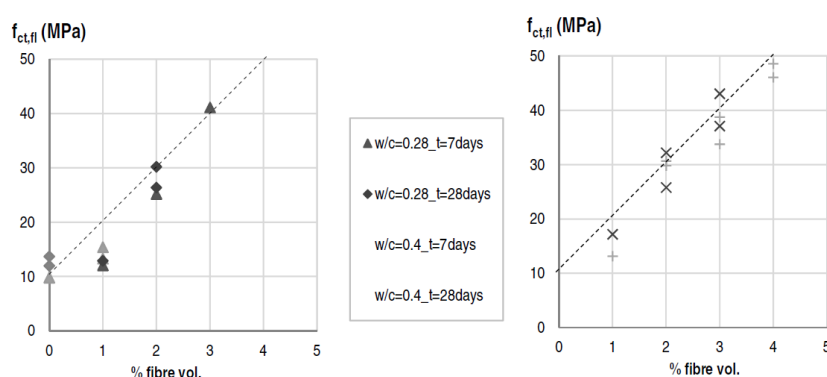


Figura 3.24 – Resultados dos ensaios de flexão para a relação a/c=0.28 (esquerda) e a/c=0.4 (direita) (Gião *et al.*, 2012)

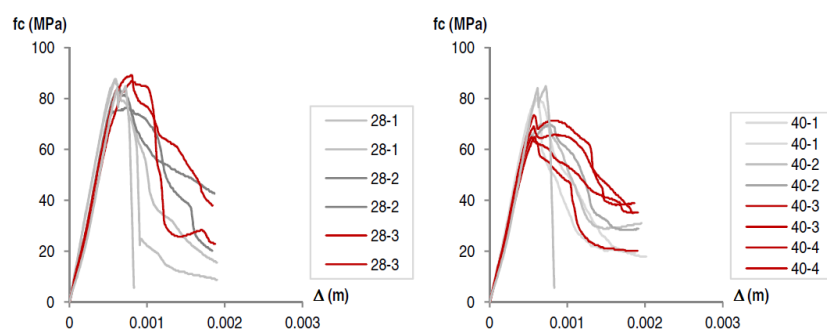


Figura 3.25 - Resultados dos ensaios de compressão para a relação a/c=0.28 (esquerda) e a/c=0.4 (direita) (Gião *et al.*, 2012)

Os gráficos da Figura 3.24 mostram o aumento da resistência à flexão com o aumento da percentagem de fibras, em ambas as misturas. Na Figura 3.25 é possível observar que todos os modelos apresentaram um tipo de rotura frágil, embora com o aumento da percentagem de fibras se verifique um aumento de ductilidade. Os provetes que, em simultâneo, atingiram valores de tensão de compressão e maior nível de ductilidade na rotura foram os que continham 3% de fibras na sua composição. Verificou-se igualmente que uma relação a/c mais baixa confere à matriz uma maior capacidade resistente.

Devido ao problemas anteriormente apontados às duas misturas, foi necessário proceder à sua otimização, em que a relação a/c foi ajustada para 0.3, reduziu-se a quantidade de superplastificante para 0.5% e adicionou-se sílica de fumo a 2%, valores resultantes de um estudo realizado por Brás *et al.* (2012). O Quadro 3.8 apresenta a composição da argamassa de selagem e a percentagem de fibras de aço obtidas, para 1m³ de argamassa.

Quadro 3.8 – Composição da argamassa de selagem (Gião *et al.*, 2012)

Composição da Matriz		
Cimento SECIL Tipo 1 – Classe 42.5R	-	1536 Kg/m ³
Sílica de Fumo	2%	31 Kg/m ³
Relação Água/Ligante	0.30	470 Kg/m ³
Superplastificante Sika Viscocrete 3005	0.5%	8 Kg/m ³
Fibras de Aço (%)*	3%	

*Percentagem de fibras em volume.

Utilizando a composição da argamassa apresentada no Quadro 3.8, ensaiaram-se três provetes cúbicos à compressão diametral e mais três apenas com a matriz (0% de fibras). Estes ensaios permitiram determinar o acréscimo de resistência à tração por adição de fibras. Apesar do número reduzido de ensaios os resultados obtidos indicam um aumento significativo da resistência à tração dos provetes reforçados com fibras, tendo-se verificado uma resistência 9 vezes superior aos provetes sem fibras.

A aplicação deste tipo de argamassa na selagem da junta de betonagem não tem como principal função aumentar a resistência à tração da junta, uma vez que a aderência entre a argamassa e o betão da viga e do pilar não permite a mobilização de forças de tração da mesma grandeza das forças obtidas no ensaio anteriormente enunciado. No entanto, é importante que não ocorra a desagregação da argamassa durante as ações cíclicas,

permitindo assim a transferência das tensões de compressão da viga para o pilar através da junta. Neste contexto, a utilização desta argamassa permite atingir esse objetivo, uma vez que as fibras evitam a desagregação da matriz quando a junta está tracionada permitindo que ela exerça a sua função aquando da inversão do ciclo.

Por questões construtivas e de exequibilidade, a percentagem de fibras de aço usadas na argamassa de selagem foi de 1%.

Capítulo 4

EXECUÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL

4.1 INTRODUÇÃO

A produção e montagem do modelo experimental foram realizadas na empresa Concremat S.A., sendo os elementos metálicos produzidos pela empresa Montimetal, Lda.

Por se tratar de uma parcela importante no campo das estruturas pré-fabricadas, a produção e execução do modelo experimental deve ser devidamente analisada de forma a aferir a sua viabilidade e otimização. Como tal, o presente capítulo apresenta, de forma detalhada, todo o processo de execução do modelo experimental, salientando os pontos mais relevantes.

Realizou-se ainda um levantamento dos erros de execução observados ao longo da produção do modelo, descrevendo as soluções adotadas e eventuais implicações no seu desempenho. Este ponto é importante na medida em que pode fornecer diversos ensinamentos para futuros ensaios ou mesmo para definir corretamente métodos construtivos otimizados.

4.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo adotado segue o pressuposto da generalidade das estruturas pré-fabricadas detalhado em 3.3.1, sendo cronologicamente ordenado da seguinte forma:

1. corte e furação das peças metálicas constituintes da ligação (chapas e cantoneiras);
2. corte, dobragem e montagem das armaduras ordinárias;
3. execução da ligação das chapas às armaduras respectivas através de soldadura;
4. instrumentação das armaduras longitudinais e dos varões de ancoragem;
5. execução e montagem das cofragens para o pilar e pré-viga;
6. posicionamento das armaduras nas respectivas cofragens e alinhamento das chapas de ligação e de ancoragem;
7. primeira fase da betonagem;
8. tratamento da superfície da face superior da pré-viga;
9. cura do betão;
10. descofragem;
11. colocação da cantoneira inferior (com aplicação de pré-esforço aos parafusos de ligação ao pilar) e execução de escoramentos provisórios para a pré-viga;
12. posicionamento do pilar e pré-viga com colocação das fibras de aço contínuas e aplicação de pré-esforço nos parafusos de ligação da chapa de continuidade à cantoneira inferior;
13. execução e fixação da cofragem em acrílico para selagem da junta;
14. injeção da argamassa de selagem;
15. posicionamento da cantoneira superior e aplicação de pré-esforço nos parafusos de ligação ao pilar;
16. posicionamento das armaduras longitudinais superiores e das armaduras da laje;
17. aplicação de pré-esforço nos parafusos de ligação da chapa de continuidade à cantoneira superior;
18. execução e posicionamento da cofragem da laje e face superior da viga;
19. segunda fase da betonagem;
20. cura do betão;
21. descofragem.

4.2.1 Execução e Posicionamento das Armaduras

A fase inicial deste processo contempla a execução da armadura do pilar e pré-viga assim como todos os componentes metálicos que constituem a ligação. A Figura 4.1 ilustra a armadura do pilar e pré-viga antes da colocação na respetiva cofragem.



Figura 4.1 – Armadura do pilar e pré-viga

A ligação entre as chapas de continuidade superiores e inferiores à respetiva armadura longitudinal da viga foi realizada através de soldadura, como ilustra a Figura 4.2.



Figura 4.2 – Ligação soldada das chapas de continuidade à armadura longitudinal da viga

A ligação dos varões de ancoragem às chapas de ligação e às chapas de ancoragem foi igualmente soldada. De forma a evitar uma soldadura de topo, naturalmente menos eficiente, foi previsto a execução de furos nas chapas, permitindo a entrada dos varões aumentando a superfície de varão a soldar. Na Figura 4.3 é possível identificar os dois pontos de soldadura, ao nível da face inferior e superior da chapa.



Figura 4.3 – Identificação dos dois pontos de ligação entre varões de ancoragem e as chapas de ligação

As cofragens utilizadas no pilar e pré-viga eram metálicas ou de contraplacado, consoante a necessidade de executar formas de maior ou menor complexidade (Figura 4.4).



Figura 4.4 – Posicionamento da armadura longitudinal e chapas de ligação e execução da cofragem do pilar

É ainda nesta fase que se realiza uma das tarefas mais importantes deste processo: o posicionamento das chapas de ligação. Este processo deve ter um acompanhamento cuidadoso de forma a garantir o posicionamento rigoroso destes elementos que representam um papel importante na fase de acoplagem das cantoneiras de ligação à pré-viga, sendo de evitar qualquer desvio de posicionamento que possa comprometer a sua correta ligação. Para manter a posição destes elementos, soldou-se um varão de aço a unir as duas chapas mantendo a sua equidistância durante os trabalhos de betonagem. Por se tratar de chapas parcialmente embebidas em betão, foram colocadas cápsulas metálicas de proteção na zona das porcas soldadas para ligação das cantoneiras. A Figura 4.5 ilustra a fixação das chapas de ligação e as capsulas de proteção utilizadas.



Figura 4.5 – Fixação das chapas de ligação e cápsulas de proteção

A execução da cofragem da pré-viga tem como particularidade a execução de uma reentrância na extremidade inferior de forma a permitir que as armaduras inferiores fiquem acessíveis, para posterior soldadura da chapa de continuidade. Trata-se de um processo não previsto em fase de projeto, apenas realizado para facilitar o processo de produção da cofragem com o material disponível em fábrica. A cofragem e posicionamento da armadura da pré-viga são apresentados na Figura 4.6.



Figura 4.6 – Execução da cofragem e posicionamento da armadura da pré-viga

4.2.2 Primeira Fase de Betonagem

Como já foi referido, a betonagem realiza-se em duas fases, correspondendo a primeira fase à betonagem do pilar e da pré-viga.

O processo de betonagem deve ser acompanhado da adequada vibração do betão, em particular o elemento de pilar, por este elemento apresentar uma elevada concentração de armadura assim como uma reduzida superfície de betonagem, uma vez que as chapas de ligação limitam a superfície livre disponível, como ilustram as Figura 4.4 e 4.5. Desta forma, a distribuição homogénea do betão não se realiza nas condições ideais sendo necessário recorrer a uma vibração mais eficaz para evitar a ocorrência de vazios no interior do elemento. Antes de iniciar os trabalhos de betonagens, os furos das chapas de ligação e continuidade foram devidamente protegidos, garantindo que estes permanecem desobstruídos para possibilitar a ligação de forma conveniente. Este processo é ilustrado na Figura 4.7.



Figura 4.7 – Proteção dos furos da chapa de ligação superior e inferior

A betonagem e respetiva vibração são apresentadas na Figura 4.8.



Figura 4.8 – Betonagem do pilar e pré-viga

Após a betonagem, realizou-se um acabamento de superfície rugoso na face superior da pré-viga de forma a promover a aderência do betão de idade diferente aquando da realização da segunda fase de betonagem. Um acabamento semelhante foi realizado, após a cura do betão, no topo da pré-viga que iria ficar em contacto com a argamassa de selagem da junta. Os referidos acabamentos são ilustrados na Figura 4.9.



Figura 4.9 – Acabamento rugoso da face superior e do topo da pré-viga e do pilar

4.2.3 Execução da Primeira Fase de Ligação Viga-Pilar

Esta fase do processo construtivo contempla a colocação da cantoneira inferior, com aplicação de pré-esforço nos parafusos de ligação ao pilar (Figura 4.10), assim como a assemblagem dos dois elementos de viga e pilar. Esta etapa deve ser precedida do correto posicionamento da pré-viga garantindo a perpendicularidade entre o elemento de viga e o de pilar, como ilustra a Figura 4.11. Neste caso específico é indispensável o recurso a escoramento provisório da pré-viga, uma vez que apenas existe uma superfície de apoio garantida pela cantoneira inferior. Em obra, existirão sempre duas superfícies de apoio correspondentes às cantoneiras previamente posicionadas em cada pilar, não sendo necessário o recurso a escoramentos provisórios.

Importa referir que o pré-esforço nos parafusos utilizados na ligação inferior é limitado ao momento máximo de aperto dos parafusos, determinado segundo a norma EN 1090-2 (2008), que corresponde a um valor aproximado de 650 N·m.



Figura 4.10 – Ligação da cantoneira inferior e aplicação de pré-esforço nos parafusos



Figura 4.11 – Posicionamento da pré-viga

Após o posicionamento da pré-viga é aplicado o pré-esforço final nos parafusos de ligação da chapa de continuidade à cantoneira inferior e é colocada uma cofragem para selagem da junta de ligação viga-pilar, como ilustra a Figura 4.12.



Figura 4.12 – Colocação da cofragem da junta e aplicação de pré-esforço nos parafusos de ligação da chapa de continuidade à cantoneira inferior

Na selagem da junta de ligação utilizou-se uma argamassa reforçada com fibras de aço contínuas, desenvolvida por Gião (2012) no âmbito da sua tese de Doutorado. Este processo implica o preenchimento da junta com as referidas fibras (à razão de 1% do volume da junta) e posterior injeção por gravidade da argamassa de selagem. Trata-se de um processo que deve ser cuidadosamente executado e monitorizado de forma a evitar a formação de vazios durante a injeção. A presença de vazios poderia comprometer a capacidade resistente da viga na zona de maiores compressões, levando ao esmagamento prematuro da argamassa e comprometendo a eficiência global da ligação. Por este motivo foi utilizada uma cofragem em acrílico e a injeção foi executada no sentido ascendente com recurso a tubos de PVC transparentes, com auxílio de vibração exterior. Este tipo de procedimento visa impedir a formação de bolsas de ar na face inferior da junta, sendo este expelido pela superfície livre na sua face superior à medida que a selagem da junta avança. A utilização da cofragem em

acrílico permite um melhor acompanhamento da evolução da injeção da argamassa ao longo da junta assim como o constante ajuste dos tubos de injeção.

Em trabalhos que envolvam este tipo de argamassas é importante que todo o contorno da cofragem seja devidamente selado, evitando a fuga excessiva de material durante a injeção.

A Figura 4.13 mostra a colocação das fibras e posicionamento dos tubos de injeção, sendo ainda visível a colocação do silicone nos contornos da cofragem.



Figura 4.13 – Colocação das fibras contínuas de aço e posicionamento dos tubos de injeção

A Figura 4.14 mostra o aspeto final da cofragem e da junta preenchida com fibras de aço, assim como o processo de monitorização da evolução da injeção da argamassa ao longo da junta.



Figura 4.14 – Processo de injeção da argamassa de selagem e aspeto final da junta

Após a descofragem da zona da junta foi necessário proceder ao saneamento da face superior da junta devido à colocação excessiva de argamassa, impossibilitando o correto posicionamento da cantoneira superior. A Figura 4.15 ilustra o aspeto final da junta de ligação após os trabalhos de saneamento.



Figura 4.15 – Aspeto final da junta após trabalhos de saneamento

4.2.4 Execução da Segunda Fase de Ligação Viga-Pilar

A segunda fase de ligação entre os elementos de viga e pilar engloba a ligação da cantoneira superior e aplicação do pré-esforço nos parafusos de ligação ao pilar, posicionamento das armaduras superiores da viga e das armaduras da laje, aplicação do pré-esforço final nos parafusos de ligação da chapa de continuidade à cantoneira superior, execução da cofragem da laje e face superior da viga e betonagem final do modelo experimental.

O valor de pré-esforço a aplicar nos parafusos utilizados na ligação superior seria, à semelhança da ligação inferior, limitado ao momento máximo de aperto dos parafusos que corresponde a um valor aproximado de 1125 N·m. No entanto, o equipamento de aplicação de pré-esforço disponível (chave dinamométrica) apenas permite a aplicação de valores inferiores a 700 N·m, sendo este o valor utilizado.

A Figura 4.16 ilustra o processo de posicionamento da cantoneira superior e a sua ligação às chapas de ligação existentes no pilar.



Figura 4.16 – Posicionamento e ligação da cantoneira superior

Como já foi referido, a continuidade da armadura da laje é assegurada apenas na zona exterior ao pilar por intermédio de armadura de espera deixada saliente aquando da betonagem do elemento de pilar. A Figura 4.17 apresenta a referida armadura de espera, assim como o aspeto final das armaduras superiores da viga e da armadura da laje após o seu correto posicionamento.



Figura 4.17 – Armadura de espera da laje e aspeto final da armadura da laje e da face superior da viga

A cofragem da laje e face superior da viga foi executada em painéis de contraplacado, sendo o seu posicionamento garantido através de escoramento da face inferior da cofragem e do aperto com grampos metálicos nas faces laterais. A Figura 4.18 ilustra o processo de execução da cofragem assim como os meios de posicionamento e fixação utilizados.



Figura 4.18 – Cofragem da laje e da face superior da viga

4.2.5 Segunda Fase de Betonagem

A segunda fase de betonagem corresponde igualmente à última etapa da execução do modelo experimental, sendo constituída pela betonagem da laje e da face superior da viga.

Antes da realização da betonagem, a superfície a betonar foi devidamente humedecida de forma a evitar a absorção de parte da água da amassadura pela superfície seca do betão existente.

A betonagem da laje e da face superior da viga é ilustrada na Figura 4.19.

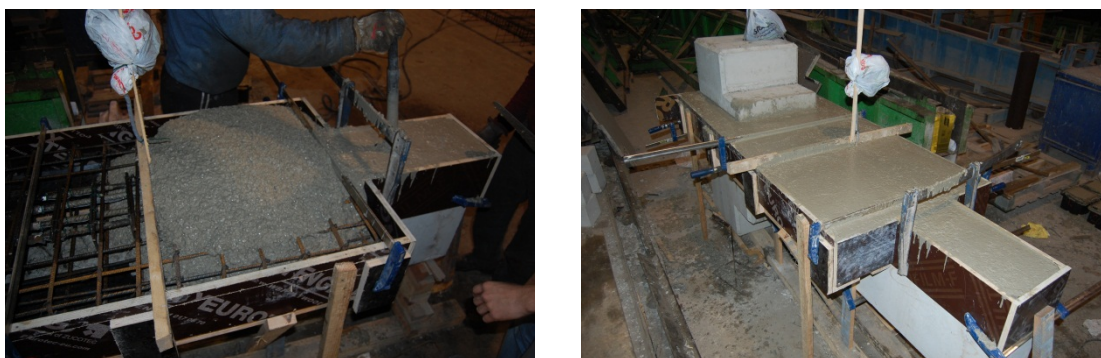


Figura 4.19 – Betonagem da face superior da viga e da laje

4.3 TRANSPORTE DO MODELO EXPERIMENTAL

Um dos procedimentos a cumprir na execução de estruturas pré-fabricadas é o transporte dos elementos para o local de implantação da obra. Neste caso, por se tratar de uma peça única, em que a ligação viga-pilar foi realizada em fábrica, o transporte realizou-se com alguns cuidados adicionais de forma a manter a integridade do modelo. Por se tratar de uma viga em consola, durante a fase de transporte a zona mais solicitada localiza-se na ligação. Como forma de minimizar a concentração de esforços nessa zona, optou-se pela colocação de dois perfis metálicos restringindo os deslocamentos da viga protegendo dessa forma a zona de ligação. Cada um desses perfis, de carácter provisório, foi soldado a duas chapas pré-instaladas no pilar e na viga, aumentando desta forma a rigidez efetiva da ligação.

A Figura 4.20 ilustra a ligação provisória referida assim como o processo de movimentação do modelo experimental.



Figura 4.20 – Reforço provisório da ligação para efeitos de transporte do modelo

4.4 ERROS DE EXECUÇÃO

A execução deste primeiro modelo tinha como objetivo, não só retirar alguns dados conclusivos acerca da eficiência do sistema de ligação idealizado, mas também obter alguns ensinamentos acerca dos processos executivos mais eficazes. Desta forma, torna-se importante identificar todos os erros de execução ocorridos durante a construção do modelo permitindo assim otimizar a construção de futuros modelos. Eventuais erros de execução podem igualmente comprometer a análise dos resultados obtidos no programa de ensaios laboratoriais, pois a eles pode estar associado um desempenho deficiente do sistema de ligação. Já no plano da possível aplicação em obra da solução proposta, a análise da sequência construtiva e dos possíveis erros associados contribui de forma determinante para a otimização dos métodos e processos construtivos a adotar.

Apresentam-se de seguida os erros de execução identificados na fase de produção do modelo experimental e dos seus elementos constituintes, sendo ainda expostas as opções tomadas no sentido de solucionar esses mesmos erros.

4.4.1 Desalinhamento entre chapa de ligação e cantoneira inferior

Nos testes de alinhamento realizados verificou-se um evidente desalinhamento entre os furos da cantoneira inferior e os correspondentes da chapa de ligação. Esta situação impossibilitaria a correta fixação destes elementos obrigando à retificação da posição dos furos.

A solução adotada passou pela abertura de um novo furo, de maiores dimensões para permitir o seu preenchimento com solda, procedendo-se de seguida a uma nova furação devidamente alinhada com os restantes furos da chapa de ligação.

A Figura 4.21 evidencia o resultado final da retificação descrita.



Figura 4.21 – Retificação do alinhamento dos furos da cantoneira

4.4.2 Chapa de continuidade da armadura inferior não embebida no betão da primeira fase de betonagem

Como já foi referido, a execução de uma cofragem da pré-viga que permitisse o acesso à sua armadura inferior para realizar os trabalhos de soldadura da chapa de continuidade não foi prevista em fase de projeto. O facto de existir a reentrância para colocação da chapa permite que entre a chapa e o betão da viga fique uma zona sem apoio, sendo os esforços correspondentes ao peso próprio suportados integralmente pelas armaduras longitudinais, até à selagem da junta. A Figura 4.22 ilustra as condições de apoio durante a fase de montagem do modelo experimental.



Figura 4.22 – Condições de apoio da viga durante a montagem

Este é um ponto que tem menor relevância nesta situação particular, uma vez que se trata de uma pré-viga com 1.5m de vão livre entre o pilar e o apoio provisório. Na transposição deste sistema de ligação para um caso de obra, os vãos atingem ordens de grandeza bastante superiores, aumentando significativamente os esforços decorrentes do peso próprio. Este acréscimo poderia conduzir à flexão das armaduras ou mesmo à ocorrência de uma rotura por corte devido à concentração de esforço transversal na zona de apoio.

4.4.3 Diâmetro das porcas de espera da ligação superior incorreto

As porcas de espera soldadas na face da chapa de ligação embebida no pilar deveriam apresentar um diâmetro compatível com parafusos M24, mas foram, erradamente, utilizadas porcas M20. Esta situação tornou incompatível a realização da ligação superior mantendo os pressupostos definidos em projeto, sendo necessário retificar o diâmetro das porcas.

A deteção desta incompatibilidade surgiu já após a primeira fase de betonagem, impossibilitando a substituição da peça ou das respetivas porcas sem comprometer a integridade do pilar. Assim, a solução adotada passou pela abertura de nova rosca nas porcas M20, de forma a compatibilizá-las com parafusos M24. Tratou-se de um procedimento arriscado uma vez que a espessura da porca iria ser reduzida a metade e a resistência superficial do aço poderia ficar comprometida. A ligação superior será ainda a mais solicitada em tração durante os ensaios, sendo importante garantir a eficiência das roscas.

A Figura 4.23 mostra a diferença entre a situação inicial e após a abertura da nova rosca.



Figura 4.23 – Diâmetro das porcas de espera inferior ao de projeto (esquerda) e abertura de nova rosca (direita)

4.4.4 Colocação da armadura superior da pré-viga antes da segunda fase de betonagem

Seguindo o faseamento construtivo apresentado em 4.2, a armadura superior da viga deveria ser posicionada apenas depois da primeira fase de betonagem. Por razões associadas à ausência de armadura construtiva, a armadura longitudinal manteve-se posicionada durante a primeira fase de betonagem. Posteriormente procedeu-se à sua remoção para instrumentação e ligação da chapa de continuidade. Este processo, para além de menos adequado a uma situação de obra, torna-se desnecessário tornando mais moroso o processo de execução do modelo.

4.4.5 Vibração deficiente do betão do elemento de pilar

Após a descofragem do elemento de pilar verificou-se a existência de vazios na face do pilar onde se iria realizar a ligação. Também neste caso as consequências são minimizadas com a realização da selagem da junta, que irá preencher parte desses vazios impedindo o esmagamento prematuro do betão nessa zona. As questões relacionadas com a ocorrência de fenómenos de corrosão nas armaduras deixadas à vista também neste caso são pouco relevantes, uma vez que o modelo irá permanecer protegido dos agentes climáticos. Deve ainda assim ser feita uma chamada de atenção para a necessidade de um maior controlo de qualidade na fase de execução passando, neste caso, por uma vibração mais eficiente.

A Figura 4.24 mostra a presença de vazios na superfície do elemento de pilar.



Figura 4.24 – Presença de vazios devido a vibração insuficiente do betão

4.4.6 Ausência de sistemas de suspensão dos elementos de betão

A ausência dos elementos de suspensão previstos em projeto dificultou a movimentação em fábrica dos elementos de betão armado, levando ainda à utilização de métodos de suspensão não apropriados.

Para possibilitar a movimentação dos elementos de forma segura, recorreu-se a um sistema de suspensão pós-instalado, ligado às peças de betão através da selagem, com argamassa *Sika® Grout*, de um tubo roscado ao qual se liga um cabo de aço.

A Figura 4.25 ilustra o sistema de suspensão usado no elemento de pilar.



Figura 4.25 – Sistema de suspensão usado no elemento de pilar e movimentação do pilar em fábrica

4.4.7 Aplicação de argamassa de selagem em excesso

Durante os trabalhos de selagem da junta de ligação, a injeção da argamassa atingiu um nível mais elevado do que o previsto, deixando indisponível o espaço existente para colocação da cantoneira superior. A colocação de argamassa em excesso obrigou a um posterior saneamento da junta para desobstrução do espaço reservado à colocação da cantoneira. O processo de saneamento da junta foi já referido e encontra-se ilustrado na Figura 4.15.

4.4.8 Flexão da cantoneira superior

Apesar da introdução de chapas de atrito, em que um dos objetivos seria reduzir o vão livre entre os pontos de apoio da cantoneira, verificou-se a flexão da aba da cantoneira após aplicação do pré-esforço nos parafusos.

O nível de flexão verificada foi ainda assim reduzido, no entanto a aplicação de momentos de aperto mais elevados poderia levar à plastificação localizada da aba da cantoneira, podendo comprometer a eficiência deste elemento no desempenho da ligação.

A Figura 4.26 ilustra a flexão da aba da cantoneira na zona dos parafusos.



Figura 4.26 – Deformação por flexão da aba da cantoneira superior

Capítulo 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por objetivo a apresentação e análise do ensaio realizado num modelo da ligação viga-pilar desenvolvida e apresentada no Capítulo 3 e 4.

Neste trabalho foi ensaiado um modelo experimental que pretende representar uma ligação viga-pilar em estrutura pré-fabricada com betonagem da laje *in situ*. Os ensaios tiveram lugar no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

O protocolo de ensaio tomado como referência será o utilizado por Gião (2012), sendo o modelo sujeito a carregamentos cíclicos alternados com controlo simultâneo de força e deslocamento.

Apresentam-se nas seguintes secções a caracterização dos materiais utilizados, a instrumentação do modelo, o protocolo de ensaio adotado e o sistema de ensaio utilizado.

5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A avaliação das características mecânicas dos materiais utilizados no modelo experimental permitem estabelecer uma melhor relação entre os dados obtidos analiticamente e os dados obtidos no ensaio. Como tal, o programa experimental realizado inclui a caracterização das propriedades mecânicas dos betões, da argamassa de selagem e dos aços.

5.2.1 Betão

O betão utilizado na execução do modelo experimental foi produzido nas instalações da empresa Concremat S.A., correspondendo a duas amassaduras distintas utilizadas na primeira e segunda fases de betonagem.

O betão usado na produção do modelo experimental é o correntemente produzido na fábrica de pré-fabricação, sendo as características dos agregados utilizados na mistura disponibilizadas pelo fornecedor de cada material. O Quadro 5.1 apresenta os resultados dos ensaios granulométricos realizados pelo fornecedor dos agregados.

Quadro 5.1 – Distribuição granulométrica dos agregados em percentagem de passados

Peneiro	Areia (0/1)	Brita (2/5)	Brita (5/11)
[mm]	[%]	[%]	[%]
16	100	100	100
11.2	100	100	98
8	100	100	48
5.6	100	98	11
4	100	43	4
2	100	9	1
1	100	4	1
0.5	87	2	1
0.25	22	1	1
0.125	1	1	1
0.063	0	0	0

Estes resultados permitem avaliar a qualidade da granulometria quanto à sua variedade em dimensão, ilustrado nas curvas granulométricas de cada material (Figura 5.1) que mostram a utilização de inertes de diferentes granulometrias, conferindo uma melhor qualidade à mistura.

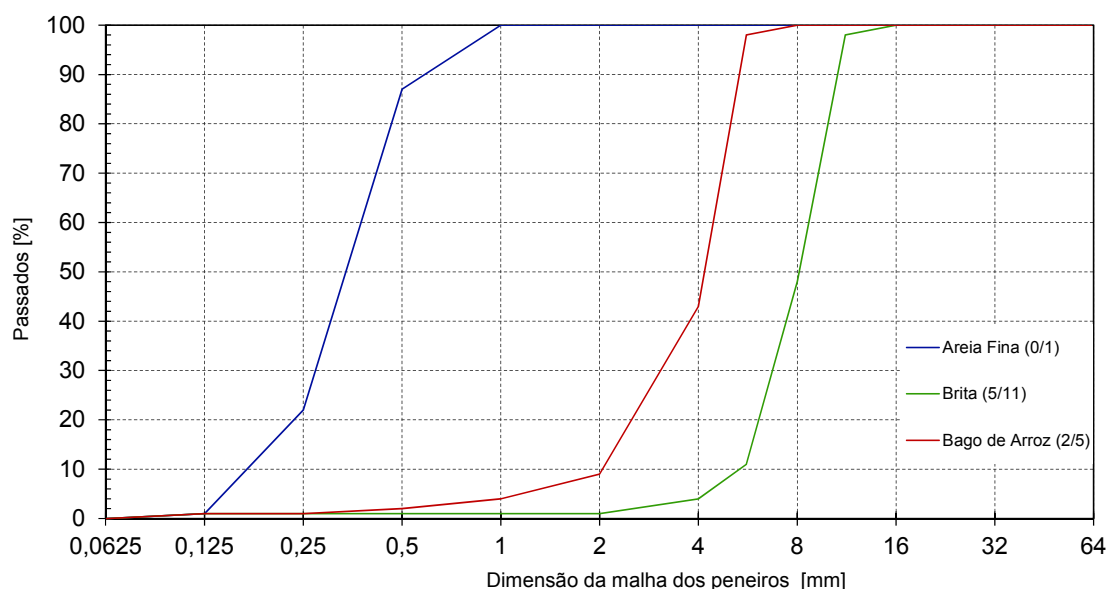


Figura 5.1 - Curvas granulométricas dos inertes usados na composição do betão

A definição da mistura foi realizada pelo Laboratório da Concremat S.A., sendo a composição referente às duas betonagens apresentada no Quadro 5.2. As misturas correspondentes à primeira e à segunda amassadura são designadas, respetivamente, por VP1 e VP2.

Quadro 5.2 – Composição do betão referente às duas betonagens (valores de referência para 1 m³)

Mistura	Brita (5/11) [Kg]	Brita (2/5) [Kg]	Areia (0/1) [Kg]	CEM I 42,5 R [Kg]	Filler [Kg]	Adjuv. [l]	Água [l]
VP1	892.5	292.5	625.4	203.0	240.3	3.2	107.5
VP2	883.6	337.3	609.0	211.9	241.8	3.3	143.9

Por cada amassadura foram recolhidos seis provetes cúbicos de 150x150x150 (mm³) para ensaios de compressão simples de acordo com o documento normativo NP EN 12390-3 (2003). A preparação dos provetes realizou-se de acordo com as diretivas das normas NP EN 12390-1 (2003) e NP EN 12390-2 (2003), sendo a cura dos provetes realizada em ambiente idêntico à do modelo experimental. Ambas as amassaduras foram produzidas de forma a apresentar as características correspondentes

a uma classe C25/30, no entanto a resistência do betão da segunda amassadura (VP2) tem uma resistência inferior ao esperado.

Os ensaios à compressão dos provetes foram realizados no Laboratório de Estruturas e Resistências de Materiais do Instituto Superior Técnico.

Dos ensaios realizados obtém-se tensão máxima de compressão do betão em provetes cúbicos, para as quais se determinou o seu valor médio, f_{ccm} . Para determinar a tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, f_{cm} , considerou-se 80% do valor de f_{ccm} , sendo o módulo de elasticidade, E_c , determinado de acordo com a seguinte expressão (NP EN 1992-1-2, 2010):

$$E_c = 22 \left(f_{cm} / 10 \right)^{0.3} \quad (5.1)$$

Os resultados obtidos para cada conjunto de provetes recolhidos, correspondentes às duas amassaduras realizadas, são apresentados no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Propriedades mecânicas do betão para as duas amassaduras

Mistura	Idade [dias]	Força média de rotura [kN]	f_{ccm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
VP1	102	1200.5	53.4	42.7	34.0
VP2	49	736.5	32.7	26.2	29.7

Importa referir que a data prevista para ensaio dos provetes seria coincidente com a data dos ensaios do modelo experimental, no entanto, por indisponibilidade do equipamento de ensaio verificou-se um atraso de seis dias.

Segundo a NP EN 1992-1-1 (2010), para uma temperatura média de 20°C e uma cura de acordo com o disposto na norma NP EN 12390-3 (2003), o valor estimado da tensão de rotura à compressão ao longo do tempo, $f_{cm}(t_d)$, é dado por:

$$f_{cm}(t_d) = \beta_{cc}(t_d) f_{cm} \quad (5.2)$$

em que: 5.2.2

- f_{cm} é a tensão média de rotura à compressão aos 28 dias de idade em provetes cilíndricos, em MPa;

- $\beta_{cc}(t_d) = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t_d} \right)^{1/2} \right]}$, é um coeficiente que depende da idade do betão;

- t_d é a idade do betão, em dias;

- s é um coeficiente que depende do tipo de cimento ($s = 0.20$).

Por análise da Figura 5.2, verifica-se que após os 28 dias o valor do coeficiente $\beta_{cc}(t_d)$ tende a estabilizar, da mesma forma o valor de $f_{cm}(t_d)$ verifica a mesma tendência. Assim, o acréscimo do valor da tensão de rotura à compressão dos provetes no dia do ensaio do modelo não excede 1% do registado no dia em que esses foram ensaiados.

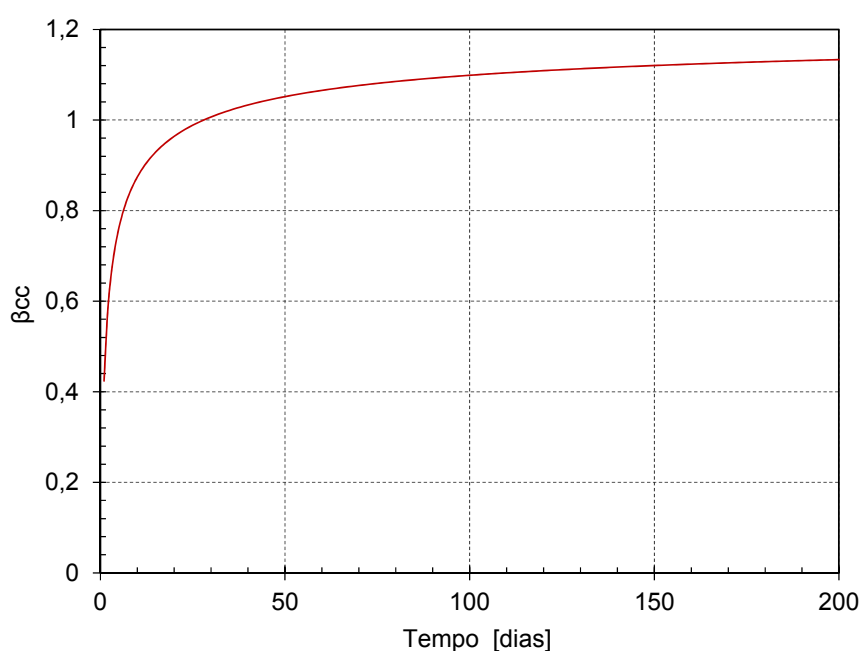


Figura 5.2 – Evolução do coeficiente $\beta_{cc}(t_d)$ ao longo do tempo

5.2.3 Argamassa de Selagem

A produção da argamassa de selagem reforçada com fibras de aço contínuas é composta por duas fases: posicionamento das fibras e injeção da argamassa (matriz).

A produção da matriz foi realizada manualmente no local de selagem da junta, sendo a mistura dos componentes realizada mecanicamente (Figura 5.3).



Figura 5.3 – Mistura dos componentes da matriz

A composição da argamassa (matriz e percentagem de fibras de aço) é apresentada no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Composição da argamassa de selagem

Composição da Matriz		
Cimento SECIL Tipo 1 – Classe 42.5R	-	1536 Kg/m ³
Sílica de Fumo	2%	31 Kg/m ³
Relação Água/Ligante	0.30	470 Kg/m ³
Superplastificante <i>Sika Viscocrete 3005</i>	0.5%	8 Kg/m ³
Fibras de Aço (%)*	1%	

*Percentagem de fibras em volume.

Foram recolhidos seis provetes prismáticos de 40x40x160 (mm³) para ensaios de flexão e compressão, segundo o método descrito na norma NP EN 196-1 (2006). Desta forma, foram ensaiados seis provetes à flexão e doze provetes à compressão.

Os ensaios de flexão e compressão dos provetes de argamassa foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola Superior de Tecnologia do Barreiro.

O ensaio de resistência à flexão consiste numa aplicação gradual de carga, à velocidade de 0.57 kN/s, centrada a meio vão do provete prismático que tem dois pontos de apoio cilíndricos (Figura 5.4). O provete é levado à rotura sendo determinado o valor da carga máxima.

De cada provete ensaiado à flexão resultam dois provetes que são utilizados nos ensaios à compressão (Figura 5.5). Este ensaio assemelha-se a um ensaio de compressão convencional, em que a carga é aplicada de forma gradual, a uma velocidade de 2.55 kN/s, até à rotura do provete, registando-se a carga máxima.

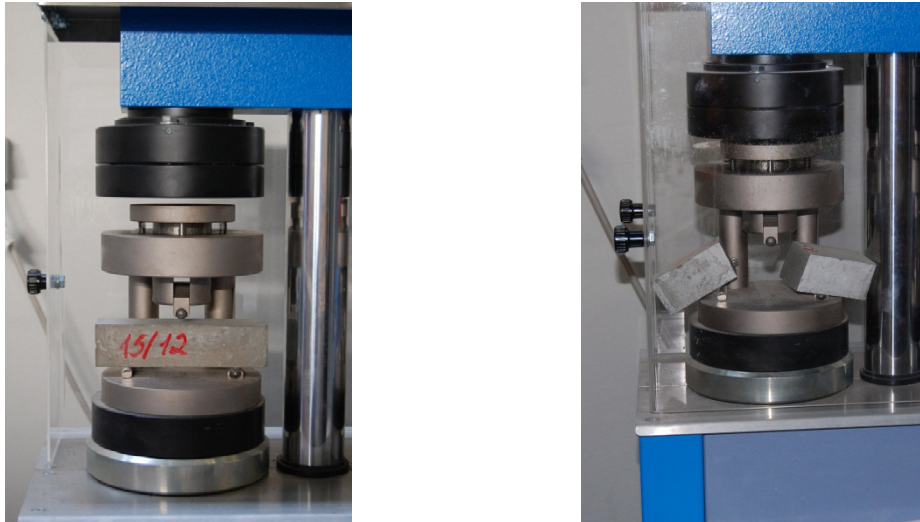


Figura 5.4 – Ensaio de resistência à flexão dos provetes prismáticos



Figura 5.5 – Ensaio de resistência à compressão dos meios prismas

O equipamento de ensaio permite a monitorização em tempo real da carga e tensão aplicada no provete, fixando a carga e tensão de rotura (Figura 5.6).



Figura 5.6 – Sistema de monitorização e aquisição de dados do equipamento de ensaio

A tensão de rotura à tração por flexão, f_b , pode também ser determinada pela seguinte equação:

$$f_b = 1.5 \frac{F_b \cdot l}{l_b \cdot l_d^2} \quad (5.3)$$

em que:

- F_b é a força de rotura à flexão;
- l é a distância entre apoios;
- l_b é a largura do prisma;
- l_d é a espessura do prisma.

Da mesma forma a tensão de rotura à compressão, f_{comp} , pode ser dada pela seguinte expressão:

$$f_{comp} = \frac{F_{comp}}{A} \quad (5.4)$$

em que:

- F_{comp} é a força de rotura à compressão;
- A é a área de aplicação da carga.

Os resultados obtidos para caracterização mecânica da matriz são apresentados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Propriedades mecânicas da matriz usada na argamassa de selagem

Matriz	Idade [dias]	F_b [kN]	f_b [MPa]	F_{comp} [kN]	f_{comp} [MPa]
AS1	47	3.5	8.1	149.0	93.1

5.2.4 Armadura da Viga e da Laje

Por impossibilidade de realizar ensaios das armaduras ordinárias usadas na construção do modelo experimental, usou-se os valores médios de acréscimo relativos às tensões de

cedência e de rotura. Ou seja, relativamente à tensão característica, considerou-se um acréscimo de 15% para a tensão de cedência e 35% para a tensão última, relativamente à classe do aço usado (A500). Estes valores foram utilizados na estimativa da capacidade resistente do modelo experimental, e correspondem à média dos valores disponíveis na bibliografia consultada. O conhecimento exato destes parâmetros não é preponderante para a realização do presente trabalho.

5.2.5 Cantoneiras

Para os ensaios realizados ao aço das cantoneiras usadas na ligação, foram produzidas quatro amostras em provetes prismáticos com 180 mm de comprimento livre. Realizaram-se ensaios monotónicos de tração, em que cada provete foi levado à rotura, como mostra a Figura 5.7.



Figura 5.7 – Sequência do ensaio monotónico de tração

O resumo dos resultados dos ensaios monotónicos é apresentado no Quadro 5.6, em que S_o é a secção transversal inicial da zona útil, A_{gt} é a extensão total na força máxima, A_g é a extensão total na rotura, R_{eH} é a tensão de cedência superior, R_{eL} é a tensão de cedência inferior, R_m é a tensão de rotura à tração e E_s o módulo de elasticidade.

Quadro 5.6 – Resultados dos ensaios monotónicos ao aço das cantoneiras

Provete	S_o [mm]	A_{gt} [%]	A_t [%]	R_{eH} [MPa]	R_{eL} [MPa]	R_m [MPa]	E_s [GPa]
P ₁	15.3 x 35.3	22.42	32.17	320.9	308.2	436.7	201.6
P ₂	15.2 x 35.6	22.15	31.89	310.4	302.2	435.4	200.3
P ₃	15.3 x 36.6	20.38	28.84	312.8	301.6	430.3	198.9
P ₄	15.2 x 35.7	20.88	29.90	315.1	300.9	432.8	203.6
Média		21.46	30.70	309.0	433.80	201.1	

A execução deste ensaio e posterior interpretação dos resultados seguiu o disposto na norma NP EN 10002-1 (2006).

Analisando os valores médios de tensão obtidos é possível verificar a diferença existente entre os respectivos valores característicos. Tomando como referência um aço da classe S275, o valor médio de tensão de cedência apresenta um acréscimo superior a 12%, enquanto a tensão de rotura à tração regista um acréscimo superior a 20%.

A Figura 5.8 apresenta os diagramas tensão-extensão obtidos nos quatro provetes ensaiados.

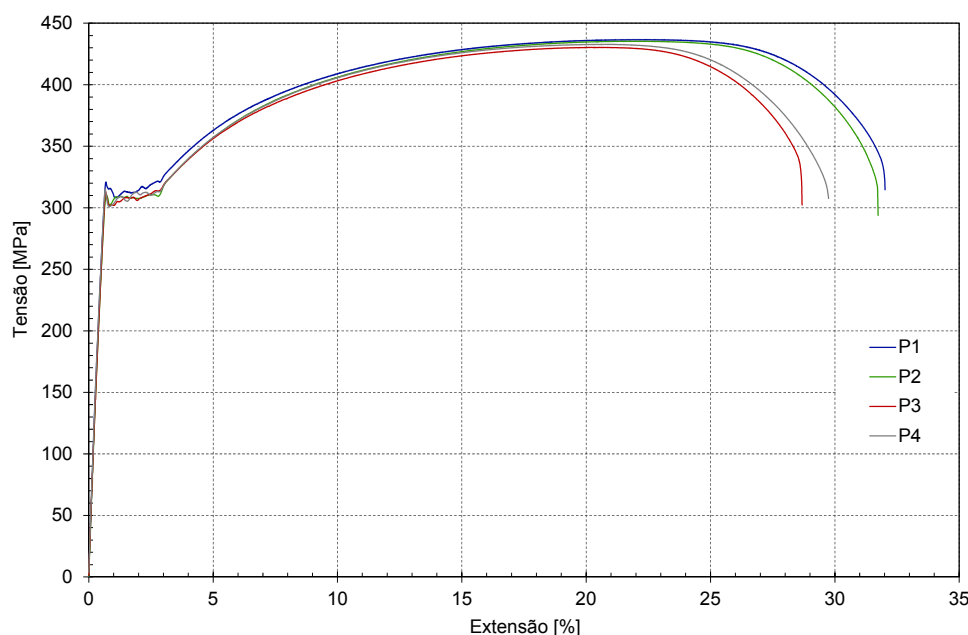


Figura 5.8 – Diagramas tensão-extensão dos quatro provetes ensaiados

5.3 CAPACIDADE RESISTENTE DO MODELO

A resistência da ligação foi determinada com base nos resultados provenientes dos ensaios realizados aos materiais que a constituem. Os valores determinados representam uma estimativa para os valores esperados nos ensaios experimentais.

5.3.1 Resistência à Flexão

A estimativa da capacidade resistente do modelo experimental realizou-se com recurso ao método do diagrama retangular de tensões para seções em T, ilustrado na Figura 5.9.

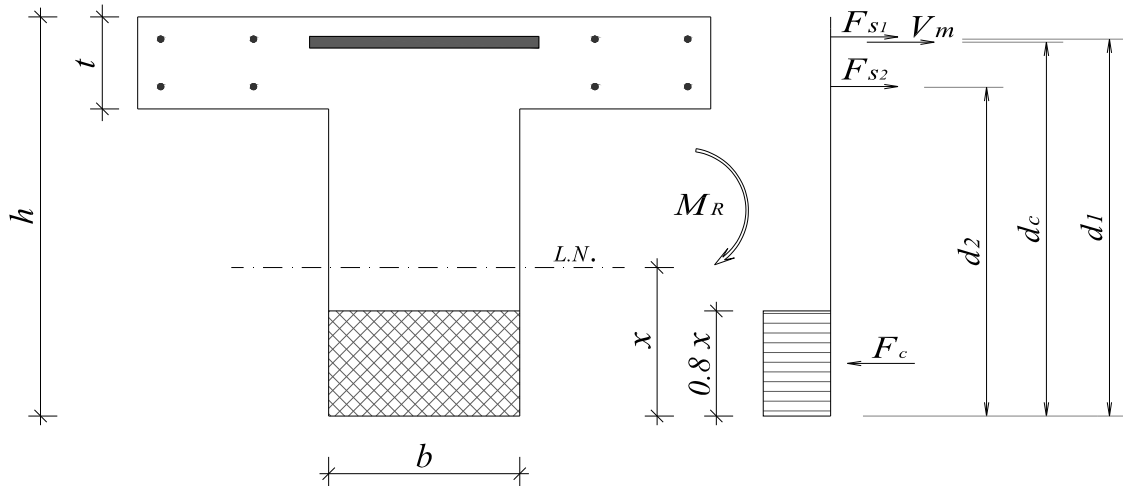


Figura 5.9 – Diagrama retangular de tensões

Para a aplicação deste método foram adotadas algumas simplificações, enunciadas de seguida:

- a altura útil da força V_m foi considerada igual à altura útil das armaduras longitudinais da viga;
- admitiu-se que as armaduras tracionadas estão em cedência;
- desprezou-se a influência das armaduras comprimidas;
- resistência à tração do betão não foi considerada;
- a zona comprimida da secção tem em conta uma secção homogénea, desprezando-se a presença da cantoneira e das chapas de ligação.

A altura útil da cantoneira e das armaduras da laje estão representadas na Figura 5.9 por d_c , d_1 e d_2 , respetivamente, e determinam-se através das seguintes expressões:

$$d_c = h - c_{nom} - \phi_{est.} - \frac{\phi_{al,viga}}{2} \quad (5.5)$$

$$d_1 = h - c_{nom} - \phi_{at,laje} - \frac{\phi_{al,laje}}{2} \quad (5.6)$$

$$d_2 = h - t + c_{nom} + \phi_{at,laje} + \frac{\phi_{al,laje}}{2} \quad (5.7)$$

em que:

- h é a altura total da secção;

- t é a espessura da laje;
- c_{nom} é o valor de recobrimento;
- $\phi_{at,laje}$ é o diâmetro da armadura transversal da laje;
- $\phi_{al,laje}$ é o diâmetro da armadura longitudinal da laje;
- $\phi_{al,viga}$ é o diâmetro da armadura longitudinal da viga;
- $\phi_{est.}$ é o diâmetro dos estribos.

A determinação da força de tração nas armaduras é dada por:

$$F_{s1} = F_{s2} = A_{sl,laje} \times f_{ym} \quad (5.8)$$

em que:

- $A_{sl,laje}$ é a área da secção transversal da armadura longitudinal da laje;
- f_{ym} é o valor médio da tensão de cedência do aço (15% de f_{yk}).

O valor de V_m foi determinado pelas expressões 3.1 a 3.3, considerando o valor médio da tensão de cedência, R_e , obtido experimentalmente (Quadro 5.6).

A determinação da força de compressão no betão, F_c , é dada pela seguinte expressão:

$$F_c = 0.8x \times b \times f_{cm} \quad (5.9)$$

em que:

- f_{cm} é obtido no Quadro 5.3;
- b é a largura da zona de betão comprimida da secção;
- x é a altura da linha neutra.

As equações de equilíbrio das forças na secção são dadas por:

$$F_c = V_m + F_{s1} + F_{s2} \quad (5.10)$$

$$M_R = V_m \times (d_c - 0.4x) + F_{s1} \times (d_1 - 0.4x) + F_{s2} \times (d_2 - 0.4x) \quad (5.11)$$

A expressão 5.10 permite determinar a profundidade da linha neutra, x , possibilitando a determinação do momento fletor resistente da secção crítica (na zona de ligação), M_R , pela expressão 5.11.

A estimativa da força aplicada pelo atuador, F , a uma distância de 1.5 m da ligação, é dada pela seguinte expressão:

$$F = \frac{M_R}{1.5} \quad (5.12)$$

O Quadro 5.7 apresenta os dados relativos à secção transversal da viga onde x_y é a profundidade da linha neutra para a força de cedência (V_m) da cantoneira, x_u é a profundidade da linha neutra para a força máxima da cantoneira (V^*) e $F_{c,y}$ e $F_{c,u}$ são as respetivas forças de compressão no betão. Os valores de x_u , $F_{c,u}$ e M_u e F_u foram determinados considerando a tensão média de rotura à tração da cantoneira ($R_{m,m}$), sendo os restantes determinados considerando a tensão média de cedência ($R_{e,m}$), obtidas experimentalmente (Quadro 5.6). Em ambos os casos admitiu-se as armaduras em cedência.

Quadro 5.7 – Dados da secção transversal

h	t	b	d_c	d_1	d_2	c_{nom}	x_y	x_u	F_{s1}	F_{s2}	$F_{c,y}$	$F_{c,u}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.50	0.12	0.25	0.47	0.46	0.41	15	0.059	0.072	115.6	115.6	504.9	615.5

Os valores apresentados no Quadro 5.8 representam a estimativa para os valores de cedência e máximos do momento resistente da secção crítica e da força correspondente, aplicada na viga a 1.5 m da ligação.

Quadro 5.8 – Estimativa dos valores resistentes de cedência e últimos

f_{cm}	f_{ym}	$R_{e,m}$	V_m	$R_{m,m}$	V^*	M_y	F_y	M_u	F_u
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[kN]
42.7	575	309.0	273.8	433.8	384.3	217.3	144.9	263.5	175.6

5.4 SISTEMA DE ENSAIO

O ensaio teve lugar no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL. Na realização do ensaio foi utilizado um atuador mecânico de parafuso com capacidade de aplicação de uma carga máxima de 500 kN (em ambos os sentidos) com amplitude máxima de 200 mm (igualmente em ambos os sentidos) acoplado a uma parede de reação de dimensões 2.00x0.50 m e 2.80 m de altura apoiada numa laje de reação com 0.60 m de espessura. O sistema de monitorização do atuador é composto por uma célula de carga de compressão-tração de 500 kN e transdutores de deslocamento DP-500 da TML de 500 mm. A Figura 5.10 ilustra o sistema de ensaio utilizado, sendo a vista geral do laboratório apresentada na Figura 5.11.

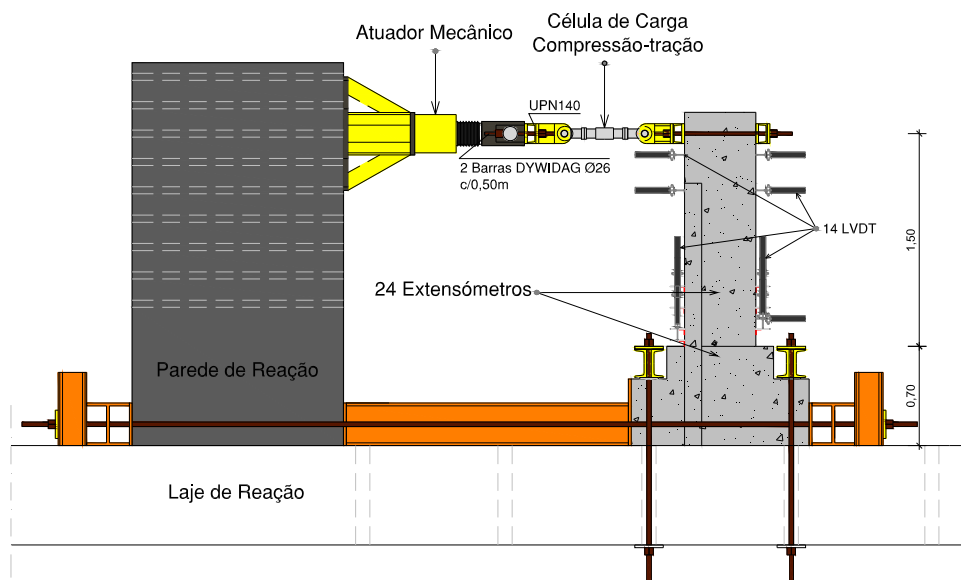


Figura 5.10 – Esquema do sistema de ensaio



Figura 5.11 – Vista geral do Laboratório de Estruturas da FCT-UNL

5.4.1 Montagem do Sistema de Ensaio

O sistema de ensaio apresentado na Figura 5.10 apresenta algumas particularidades e procedimentos que devem ser cumpridos, durante o seu processo de montagem, para garantir a sua eficiência. Apresentam-se de seguida as tarefas a executadas durante a sua montagem:

a) Testes de posicionamento do modelo experimental

A primeira tarefa a executar passa por um posicionamento provisório do modelo experimental para verificar a existência de concordância de todos os elementos de fixação e posicionamento (Figura 5.12).



Figura 5.12 – Posicionamento provisório do modelo experimental

Nesta fase é efetuada uma cofragem em madeira com a geometria da base, que irá servir para a execução de uma base em gesso para assentamento do modelo experimental. Esta base terá como finalidade a supressão de eventuais irregularidades ou desnivelamento do próprio pavimento, garantindo a verticalidade do modelo

b) Posicionamento definitivo do modelo experimental

A fixação do modelo experimental à parede e laje de reação é realizada através de um sistema de vigas metálicas pré-esforçadas contra o modelo através de varões *Dywidag* Ø26 mm. A aplicação de pré-esforço tem como objetivo garantir a ligação horizontal e vertical do modelo durante o ensaio, impedindo eventuais translações e rotação do mesmo.

Para a fixação vertical do modelo, posicionaram-se duas vigas metálicas (compostas por dois perfis UPN de 1.5m de comprimento, com reforços de alma) sobre chapas previamente assentes numa superfície de regularização em gesso (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Sistema de fixação vertical do modelo experimental

Por entre estes elementos passaram-se dois varões *Dywidag* Ø26 mm que permitem pré-esforçar a base do modelo à laje de reação.

A fixação horizontal do modelo seguiu a mesma metodologia da fixação vertical. Colocou-se um perfil em I, com uma chapa de batente soldada nos banzo, na base do modelo e outro na parede de reação, nos quais apoiam duas vigas metálicas dispostas verticalmente. Por entre estes elementos passam igualmente dois varões *Dywidag* Ø26 mm que permitem pré-esforçar a base do modelo à parede de reação. A Figura 5.14 ilustra o sistema de fixação horizontal usado.



Figura 5.14 – Sistema de fixação horizontal do modelo experimental

c) Aplicação do pré-esforço

A aplicação do pré-esforço foi realizada de forma faseada e alternada para evitar desvios de posicionamento do modelo. Inicialmente aplicou-se uma força vertical e horizontal de 50 kN para ajuste das folgas e posicionamento do modelo. Posteriormente, aplicou-se uma força horizontal de 130kN e, de forma alternada, uma força vertical de 195kN, correspondendo à força de pré-esforço final. Estes valores correspondem ao necessário para garantir o equilíbrio do sistema de ensaio para a estimativa da forma máxima esperada.

Para a aplicação do pré-esforço utilizou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica (Figura 5.15), ligada simultaneamente a dois macacos hidráulicos que aplicam força nos varões.



Figura 5.15 - Unidade de controlo de pressão hidráulica

O sistema de aplicação de pré-esforço é ilustrado na Figura 5.16 e consiste no aperto de uma porca numa das extremidades dos varões *Dywidag* e aplicação de pré-esforço, com recurso a macacos hidráulicos, na extremidade oposta. Colocou-se uma “caixa” de aço com acesso numa das faces, limitada por duas chapas de aço, que permitiu o aperto de uma porca à medida que o pré-esforço ia sendo aplicado. Após aplicação do pré-esforço, fez-se um ajuste final do aperto das porcas e retiraram-se os macacos hidráulicos.



Figura 5.16 – Sistema de aplicação do pré-esforço vertical e horizontal

d) Ligação da viga ao atuador

A ligação da viga ao atuador consiste em duas vigas metálicas (Figura 5.17), uma delas com um acoplador, que são posicionadas na zona de aplicação da carga (1.5 m acima da ligação viga-pilar) e ligadas ao êmbolo do atuador mecânico. Estes elementos são igualmente pré-esforçados de forma a evitar escorregamento durante a aplicação da carga, como mostra a Figura 5.18 onde é visível a ocorrência de um ligeiro esmagamento do betão numa das arestas da viga.



Figura 5.17 – Sistema de ligação da viga ao atuador mecânico

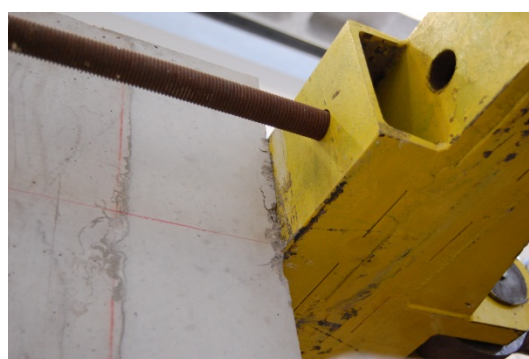


Figura 5.18 – Posicionamento e aplicação de pré-esforço no sistema de ligação ao atuador mecânico

e) Marcação e instalação dos elementos de apoio para os defletômetros

Esta tarefa contempla a marcação, segundo um plano previamente definido, de todos os pontos de colocação de defletômetros e fixação dos respectivos elementos de apoio (Figura 5.19 e 5.20).

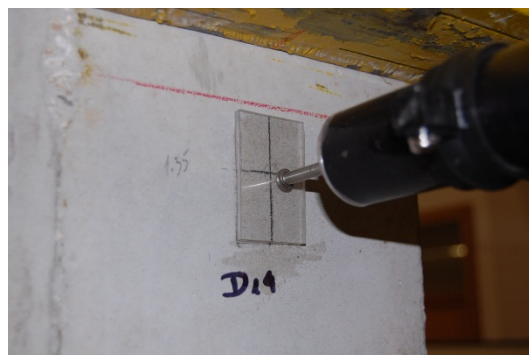
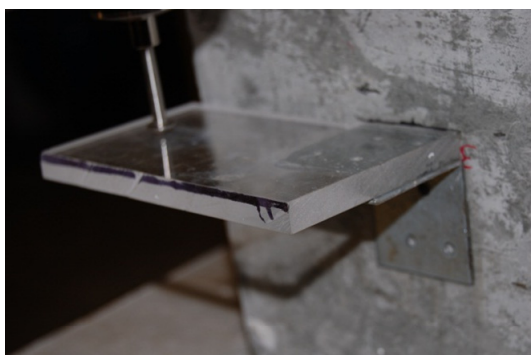


Figura 5.19 – Apoio para defletômetro vertical (esquerda) e horizontal (direita)



Figura 5.20 – Elementos de fixação dos tubos para apoio de defletômetros

5.5 INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL

Os ensaios em modelos físicos requerem uma monitorização detalhada de tudo o que ocorre durante os ensaios, sejam através de registos fotográficos, medição de deslocamentos ou rotações ou relatos da observação visual do comportamento do modelo. Uma monitorização completa e detalhada reflete-se, posteriormente, numa análise mais exata e conclusiva. Assim, foi definido um plano de instrumentação do modelo experimental, dando maior atenção aos componentes de particular interesse do ponto de vista da análise da ligação viga-pilar. Este plano de instrumentação contempla a monitorização dos deslocamentos horizontais e verticais a vários níveis da viga, o deslocamento efetivo da cantoneira superior, a extensão nas armaduras longitudinais da viga e as extensões nos varões de ancoragem. A Figura 5.21 e 5.22 ilustra, de forma esquemática, o plano de instrumentação traçado e a designação de cada elemento de monitorização.

Importa referir que o plano de instrumentação foi definido em consonância com o previamente definido para o modelo monolítico, com as devidas adaptações decorrentes das condicionantes geométricas e da introdução de novos parâmetros de análise. Adicionalmente ao monitorizado no modelo monolítico, neste programa experimental importa avaliar o deslocamento efetivo da cantoneira superior e as extensões nos varões de ancoragem.

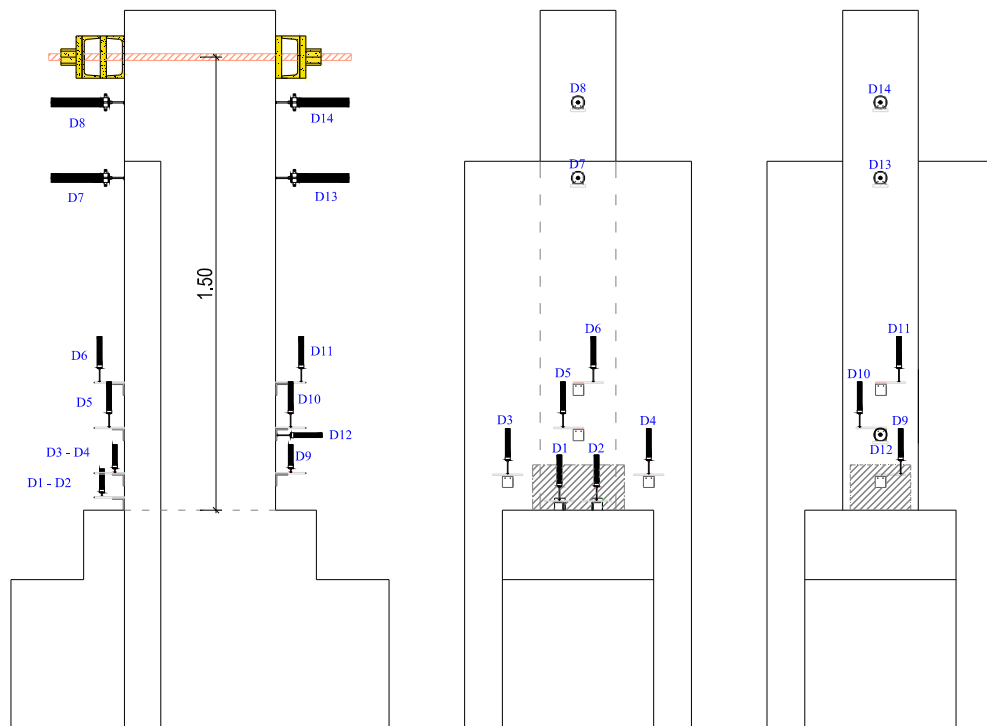


Figura 5.21 – Representação esquemática da distribuição de defletómetros no modelo experimental

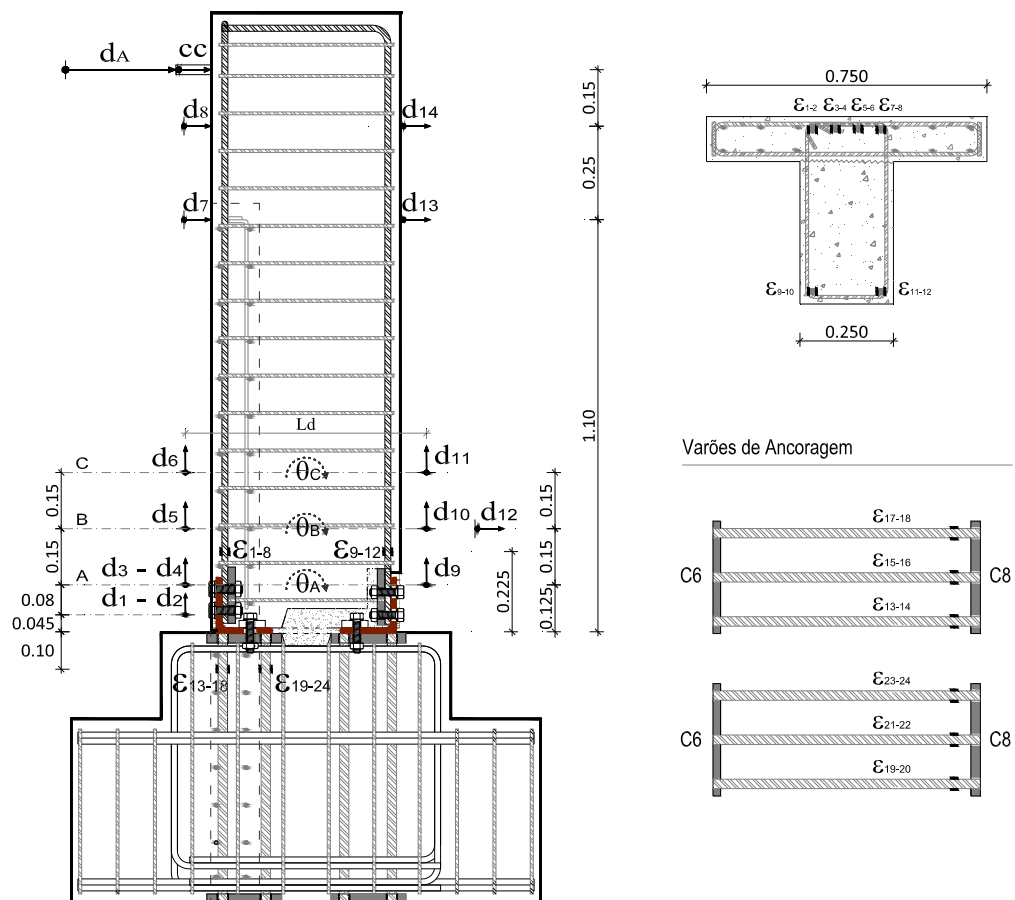


Figura 5.22 – Plano de instrumentação do modelo experimental

No modelo experimental foram instalados 14 defletômetros elétricos da TML, dos tipos CDP-100 e CDP-50 (Figura 5.23).

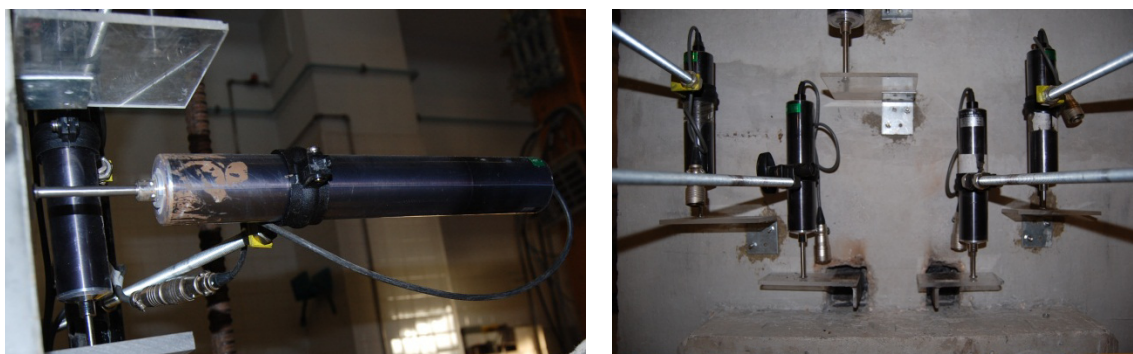


Figura 5.23 – Defletômetros elétricos da TML dos tipos CDP-100 e CDP-50

Cada defletômetro foi posicionado a através de varões roscados lançados a partir de três tubos metálicos fixos no elemento de pilar do modelo experimental (Figura 5.24). As ponteiros dos defletômetros estão em contacto com o betão do modelo através de placas de vidro acrílico, conferindo uma superfície de baixo atrito de forma a reduzir ao máximo a sua influência nos resultados.



Figura 5.24 – Posicionamento dos defletômetros

Para monitorizar as extensões nas armaduras longitudinais superior e inferior, foram colocados extensômetros elétricos da TML, do tipo FLA-5-11-5L, em todos os varões a 0.225 m da base do pilar. Os extensômetros foram dispostos em pares em faces diametralmente opostas e devidamente identificados (Figura 5.25 a)). Por se tratar de elementos bastante sensíveis, a colocação dos extensômetros realizou-se de forma

cuidada (Figura 5.25 b) e c)), seguindo o procedimento de instrumentação apresentado no Anexo I.

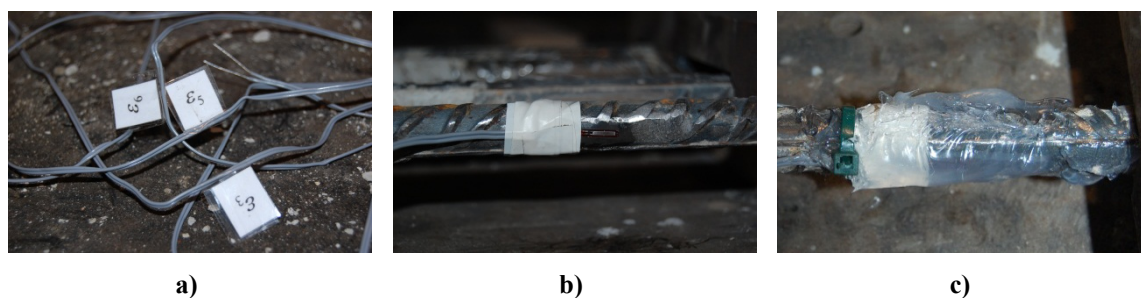


Figura 5.25 – a) Identificação dos extensômetros. b) Fixação do extensômetro. c) Proteção com silicone

Os defletômetros d_1 e d_2 (Figura 5.22 e 5.23) permitem avaliar os deslocamentos da cantoneira o qual é a um parâmetro importante no seu dimensionamento (apresentado no Capítulo 3). Para garantir que o valor medido corresponde efetivamente ao deslocamento da cantoneira, foram soldados dois elementos metálicos rígidos na cantoneira, aos quais foram coladas duas placas de vidro acrílico que serviram de apoio aos êmbolos destes defletômetros (Figura 5.26). Com as leituras dos defletômetros d_3 e d_4 é ainda possível determinar o deslocamento da cantoneira relativamente ao betão adjacente.



Figura 5.26 – Sistema de apoio de defletômetros adotado para medição de deslocamentos na cantoneira

Os defletômetros d_3 , d_4 , d_5 , d_6 , d_9 , d_{10} , e d_{11} permitem determinar os deslocamentos na zona de formação de rótula plástica do modelo monolítico. O defletómetro d_{12} terá como função avaliar os deslocamentos na face inferior da viga, junto à zona de ligação imediatamente a seguir à ligação. Os defletômetros d_7 e d_8 permitem obter os deslocamentos verticais na zona de transição de rigidez (mudança de secção). Os defletômetros d_8 e d_{14} foram colocados o mais próximo possível do defletómetro do atuador, d_A , de forma a garantir a redundância de leituras. A célula de carga CC , colocada em série com o atuador, permite obter a força aplicada.

Os extensômetros ϵ_{1-8} e ϵ_{9-12} permitem obter as deformações nas armaduras longitudinais superiores e inferiores, respetivamente. Os extensômetros ϵ_{13-24} permitem verificar o nível de deformação ocorrido ao nível dos varões de ancoragem da cantoneira superior. Estes elementos foram dimensionados para terem um comportamento elástico não devendo, por isso, influenciar significativamente o comportamento do modelo.

Esta instrumentação foi ligada a cinco unidades de aquisição de dados “Data Logger HBM Spider 8” (Figura 5.27) e lida com o *software* associado “Catman” da HBM. Importa referir que o defletómetro, d_A , e célula de carga, CC , ficaram ligados ao equipamento de controlo automático de força e deslocamento, apresentado mais à frente.



Figura 5.27 – Data Logger HBM Spider 8 e programa associado Catman

5.6 PROTOCOLO DE ENSAIO.

Reis (2000) refere dois procedimentos de ensaios mais usados em ensaios cíclicos alternados para estruturas de betão: o procedimento proposto pelo ECCS, em 1985 (Figura 5.28); e o procedimento proposto pelo PRESSS, em 1992 (Figura 5.29).

O primeiro, originalmente criado para ensaios cíclicos em subestruturas metálicas, foi recorrentemente utilizado como modelo em estruturas de betão por ausência de outros procedimentos normalizados. Este procedimento consiste na aplicação de deslocamentos alternados expressos em termos do deslocamento de cedência. Inicialmente é aplicado um ciclo completo para cada fração do deslocamento de cedência correspondente a $\frac{1}{4} \delta_y$, $\frac{1}{2} \delta_y$, $\frac{3}{4} \delta_y$ e a δ_y . Posteriormente são aplicados três ciclos completos de amplitude equivalente a cada um dos múltiplos do deslocamento de cedência δ_y .

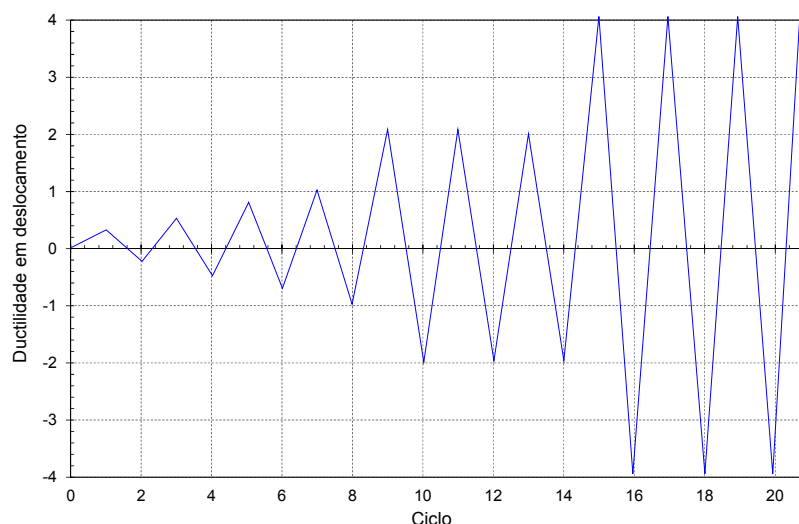


Figura 5.28 – Procedimento de ensaio proposto pelo ECCS (adaptado de Reis, 2000)

O segundo procedimento de ensaio foi desenvolvido no âmbito do programa PRESSS, apresentado no Capítulo 2, com o intuito de criar um procedimento compatível com as ligações estudadas no projeto. Este procedimento prevê um controlo inicial de força, até ao valor de 0.75 da força de cedência, sendo os ciclos adjacentes controlados por deslocamento. Os ciclos de deslocamento em ductilidade são aplicados em grupos de três ciclos de igual amplitude, correspondente a δ_y , $1.5\delta_y$, $2\delta_y$, $3\delta_y$, etc., com a realização de um ciclo completo de amplitude $0.75\delta_y$, para controlo da rigidez do sistema (comportamento pós-sismo). O conjunto de três ciclos consecutivos de igual amplitude permite avaliar a estabilidade da resposta do modelo experimental a um sismo de longa duração.

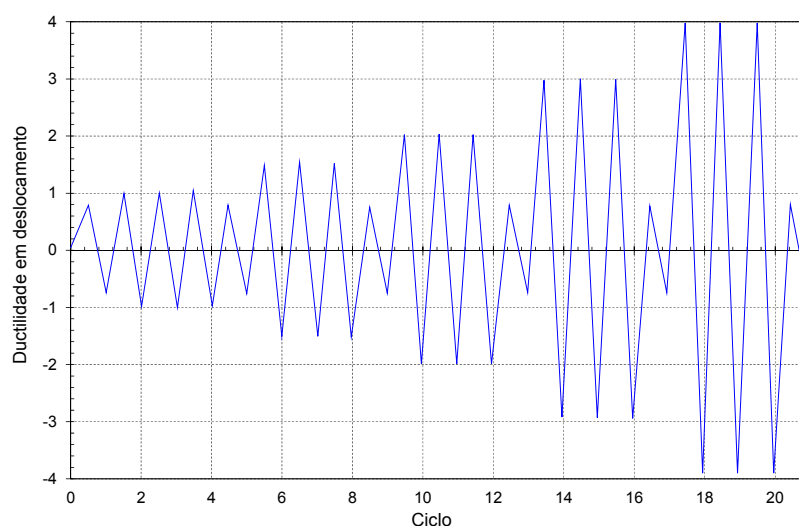


Figura 5.29– Procedimento de ensaio proposto pelo PRESSS (adaptado de Reis, 2000)

O procedimento de ensaio utilizado no presente programa experimental vai de encontro a uma nova ideologia no que diz respeito aos procedimentos habitualmente utilizados,

uma vez que considera um parâmetro que até então era desprezado: a influência da força gravítica. Este tipo de abordagem foi igualmente abordado por Reis (2000), que considerou um deslocamento inicial correspondente ao valor da carga gravítica; por Romba (2002), através da aplicação de uma carga constante durante o ensaio com recurso a um macaco hidráulico de 60 ton.; e por Proença *et al.* (2006), que ensaiou 30 modelos de uma ligação viga-pilar em estruturas metálicas com carregamentos cíclicos com diferentes níveis de carga vertical (0%, 25%, 50%, 60% e 75% da carga de cedência da ligação).

Trata-se de um procedimento de ensaio pouco recorrente, uma vez que a prática corrente tem evoluído no sentido da não consideração das cargas gravíticas, considerando uma história de deslocamentos simétrica em torno do ponto de deslocamentos nulos (Gião, *et al.*, 2011 e Gião, *et al.*, 2009).

O ensaio cíclico com consideração das cargas gravíticas pretende simular as condições reais da estrutura aquando da ocorrência de um sismo. Desta forma, um dos critérios que o protocolo de ensaio prevê tem que ver com a consideração de esforços iniciais correspondentes às cargas verticais (gravíticas) aplicadas na viga aquando da ocorrência do sismo. Em torno deste valor, considerado o correspondente a metade do valor do momento resistente da viga, é aplicada uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes, agrupadas em três ciclos de igual amplitude de deslocamento.

Este procedimento implica a realização do ensaio com recurso a controlo de força e deslocamento de forma simultânea. Isto é, inicialmente é aplicado um deslocamento até que seja encontrada a carga gravítica (controlo de força) valor a partir do qual se inicia o deslocamento definido (controlo de deslocamento). Percorrido este deslocamento, o curso do ciclo inverte e a força é restabelecida iniciando-se a imposição de um deslocamento de igual amplitude, mas de sentido oposto ao anterior. Este procedimento é repetido tantas vezes quantas as necessárias para completar um total de 3 repetições de igual amplitude. A representação esquemática do protocolo seguido é ilustrada na Figura 5.30.

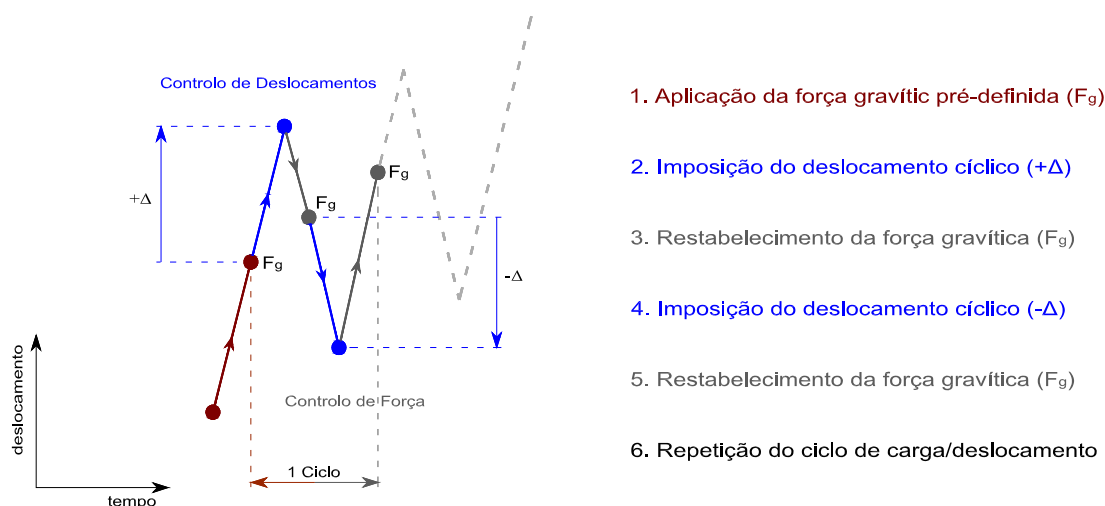


Figura 5.30 – Representação gráfica da história de deslocamentos aplicada no ensaio (adaptado de Gião, et al., 2011)

O critério de rotura proposto, que determina o fim do ensaio, corresponde ao instante em que a ligação não exibe capacidade resistente à carga gravítica ou quando deslocamento (*drift*) excede valores admissíveis.

Importa referir que a história de deslocamentos não é simétrica, uma vez que, com a ocorrência de deformações residuais, o deslocamento necessário para mobilizar a força gravítica será sempre incremental ao longo de cada ciclo (Figura 5.31).

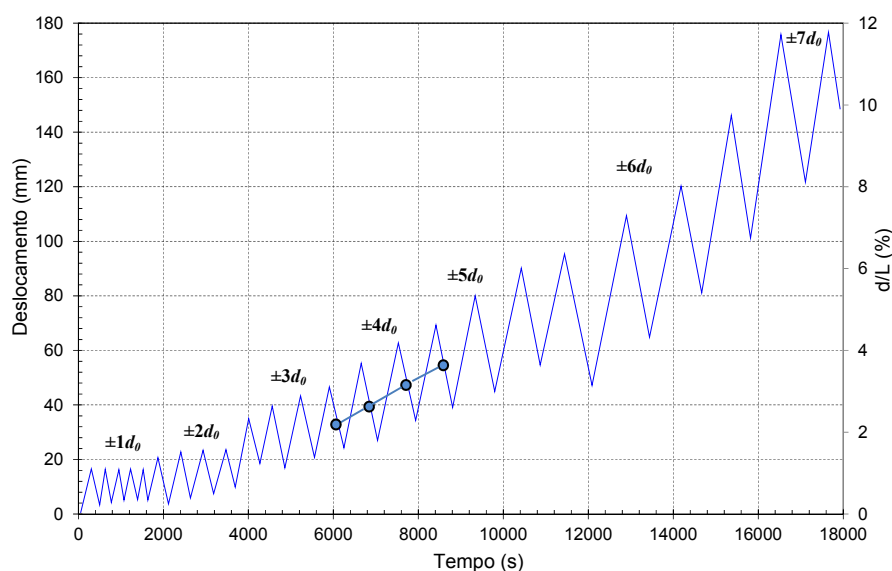


Figura 5.31 – História de deslocamentos assimétrica (adaptado de Gião, et al., 2011)

No presente ensaio, o valor escolhido para a carga de referência, correspondente à força gravítica, é $F_g=80$ kN, sensivelmente metade da força de cedência.

O valor definido para d_0 é de 6 mm o qual corresponde, aproximadamente, a metade do valor de cedência para momentos negativos. Este valor inicial tem como objetivo a supressão de eventuais folgas existentes no modelo experimental ou no equipamento de ensaio. Posteriormente aplicam-se grupos de três ciclos completos para cada um dos múltiplos de d_0 : $i \cdot d_0$ ($i = 1, 2, 3, 4, \dots$) (Figura 5.31)

5.7 SISTEMA DE CONTROLO DE FORÇA E DESLOCAMENTO

Como já foi referido, o sistema de monitorização do atuador é constituído por uma célula de carga (CC) de compressão-tração de 500 kN e um sensor de deslocamento DP-500 da TML de 500 mm (d_A). A célula de carga e o sensor de deslocamento são ligados a uma portadora de condicionamento de sinal SC-2345 *Connector Block* da *National Instruments*. Por sua vez, este equipamento liga a um dispositivo de aquisição de dados (cartão para barramento PCMCIA - DAQCard-6024E) e à consola de comando do atuador.

O controlo externo é realizado por intermédio de um interface gráfico programado em LabVIEW (*Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench*).

De forma a seguir o protocolo de ensaio anteriormente descrito, é imperativo o controlo automático do atuador que permite um controlo simultâneo de força e deslocamento. A Figura 5.32 apresenta, de forma esquemática, a interligação de todos os componentes necessários ao controlo externo do atuador.

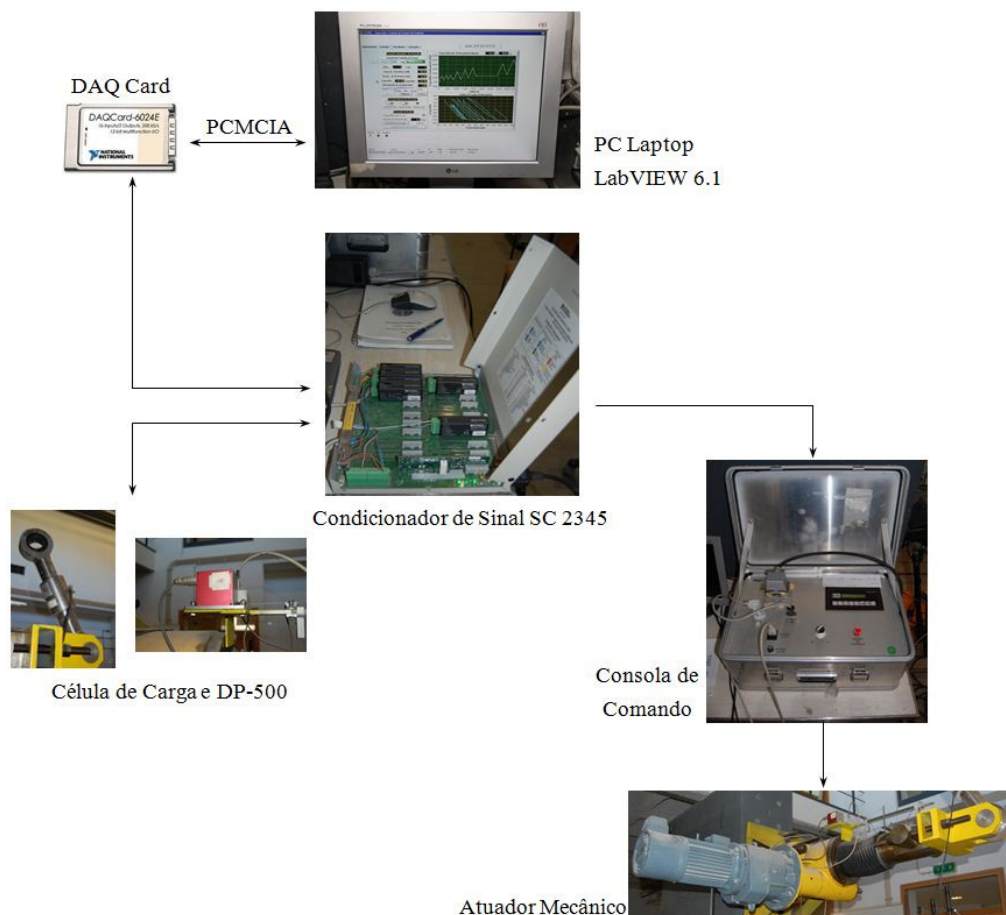


Figura 5.32 – Esquema de ligação do sistema de controlo automático

No âmbito do presente trabalho de investigação foi elaborado um documento de orientação de montagem e utilização deste equipamento (Anexo II), com o objetivo de facilitar a sua implementação em trabalhos futuros.

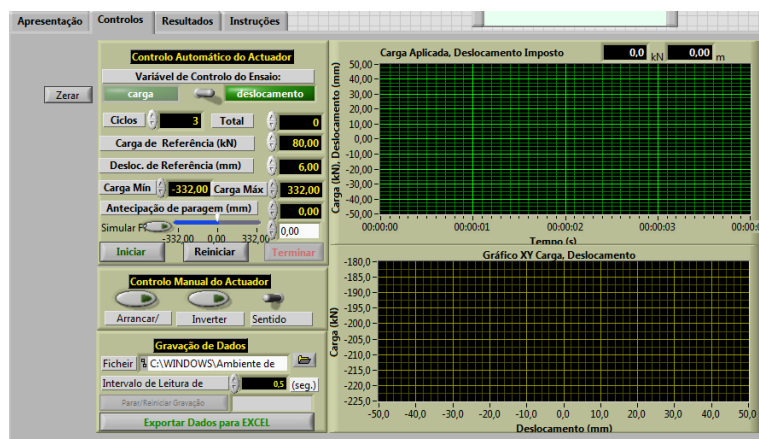
5.8 EXECUÇÃO DO ENSAIO

O ensaio experimental realizou-se no dia 28 de Janeiro de 2012, 96 dias após a betonagem do elemento de pilar e da pré-viga, 45 dias depois da selagem da junta e betonagem da laje e da face superior da viga.

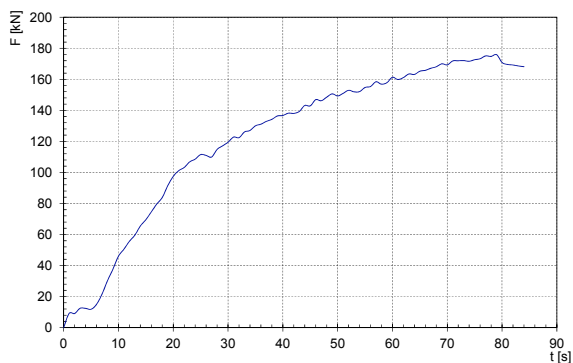
O ensaio experimental ocorreu após um processo de adaptação inicial ao equipamento de ensaio e ao programa de controlo utilizado. Desta forma, pode ser feita uma subdivisão em três espaços temporais que compreendem um carregamento inicial (monotónico), um carregamento cíclico alternado (com interrupção no primeiro ciclo do terceiro acréscimo de amplitude) e um ensaio contínuo até se verificar o critério de rotura.

Na primeira fase do ensaio, de forma inadvertida, efetuou-se um ensaio que pode ser considerado monotónico. Esta ocorrência teve origem numa incorreta definição da carga gravítica no programa de controlo, sendo definida uma carga positiva (+80kN) quando o valor inicial medido pela célula de carga seria de sinal contrário (Figura 5.33 a)). Seguindo o protocolo de ensaio esquematicamente ilustrado na Figura 5.30, as instruções dadas ao atuador seriam no sentido de aplicar um deslocamento $d_0 = 6$ mm após atingir a carga gravítica, invertendo de seguida o sentido do atuador. Como o valor de carga de referência tinha sinal contrário ao valor medido pela célula de carga, o curso do atuador nunca inverteu o sentido até ser manualmente interrompido, assumindo a configuração de um ensaio monotónico.

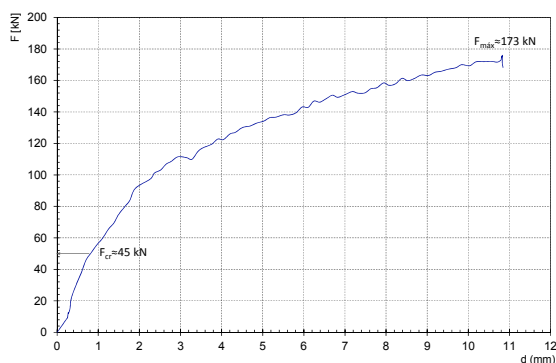
O tempo decorrido entre o início do ensaio e a interrupção manual do ensaio foi de, aproximadamente, 80 segundos (Figura 5.33 b)), instante em que se registou o valor máximo de carga, para um deslocamento no ponto de aplicação da carga superior a 10 mm (Figura 5.33 c)). A celeridade com que este patamar de carga foi atingido pressupõe a utilização de uma velocidade excessiva do atuador para o ensaio em questão (20000 rpm).



a)



b)



c)

Figura 5.33 – Dados referentes à primeira fase do ensaio

As primeiras fendas surgiram na face superior da ligação (fendas de flexão) delimitadas pela interface de transição entre o elemento de pilar e a laje (Figura 5.34). Esta situação era expectável uma vez que a configuração da ligação permite a flexão da aba da cantoneira superior e o “descolamento” da face superior da secção. As primeiras fendas de esforço transversal surgiram na zona de mudança de secção da viga (Figura 5.35) para uma carga próxima dos 100 kN.



Figura 5.34 – Fendas de flexão na face superior da laje junto à zona de ligação



Figura 5.35 – Fendas de esforço transversal na zona de mudança de secção

Na segunda fase do ensaio descarregou-se manualmente o modelo até uma força próxima do valor nulo, correspondendo ao ponto de início do ensaio, e iniciou-se novamente o ensaio já com o valor da carga de referência corrigido ($F = -80\text{kN}$). Realizaram-se seis ciclos completos, correspondentes a amplitudes de $\pm 1d_0$ e $\pm 2d_0$, tendo-se iniciado o primeiro ciclo de amplitude $\pm 3d_0$. Nesta etapa optou-se por interromper o ensaio, uma vez que, após a alteração do sinal da carga de referência, as leituras obtidas dos equipamentos de monitorização do atuador não eram coerentes. O registo dessas leituras é apresentado na Figura 5.36. Verificou-se um acréscimo da fendilhação observada, sendo possível observar o aparecimento de novas fendas de esforço transversal na viga (Figura 5.37) e um aumento da secção fendilhada na zona da ligação (Figura 5.38), com particular concentração na zona das armaduras longitudinais da laje.

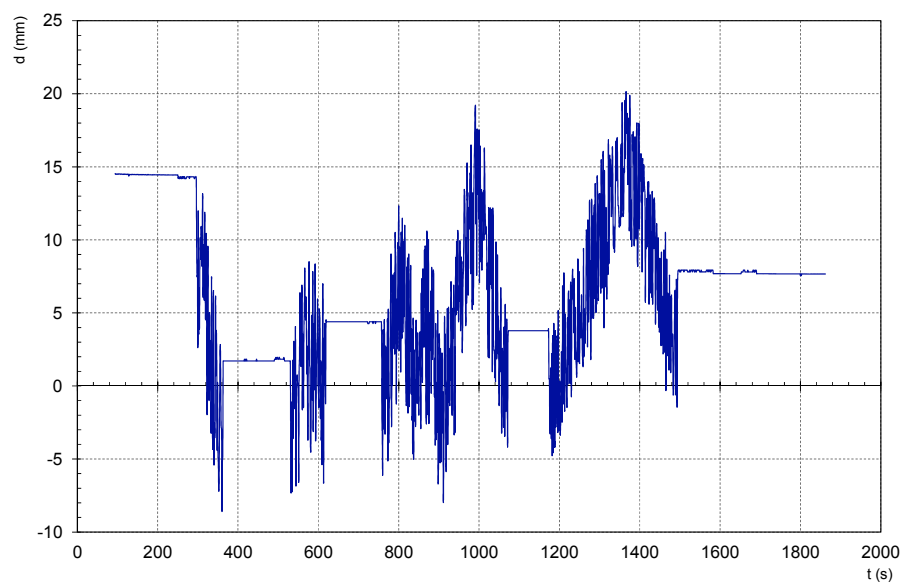


Figura 5.36 – Inconsistência verificada nos registos dos deslocamentos ao longo do tempo



Figura 5.37 – Acréscimo de fendilhação de esforço transversal



Figura 5.38 – Alargamento da secção fendilhada na zona da ligação

Após reiniciar todo o sistema de controlo externo do atuador, com o objetivo de corrigir os erros de leitura registados na etapa anterior, iniciou-se a terceira fase do ensaio. Assim, descarregou-se novamente o modelo até uma força próxima do valor nulo e iniciou-se o ensaio para o deslocamento inicial de referência ($\pm 1d_0$).

Realizaram-se nove ciclos completos, correspondentes a amplitudes de $\pm 1d_0$, $\pm 2d_0$ e $\pm 3d_0$, tendo-se iniciado o primeiro ciclo de amplitude $\pm 4d_0$, verificando-se para este valor o critério de rotura definido no protocolo de ensaio.

Apesar de se iniciar o ensaio a partir da amplitude inicial de deslocamentos, o nível de deformação verificado foi sempre crescente ao longo do ensaio. Devido à perda de rigidez progressiva do sistema, foram necessários maiores deslocamentos para alcançar o valor da carga gravítica (momento de aplicação do deslocamento de referência definido). A Figura 5.39 ilustra a evolução da fendilhação na face superior da laje, na zona de ligação, para cada incremento do deslocamento de referência.

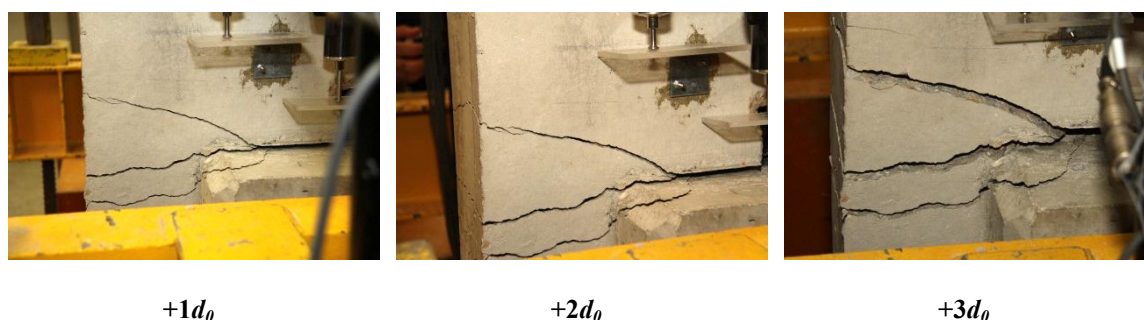


Figura 5.39 – Evolução da fendilhação ao longo de cada incremento do deslocamento de referência

A face inferior da ligação, zona predominantemente atuada por forças de compressão, manteve-se intacta durante o decorrer do ensaio, não se verificando o esmagamento da argamassa de selagem (Figura 5.40).



Figura 5.40 – Aspeto da face inferior da viga no final do ensaio

No decorrer do segundo ciclo de amplitude $+3d_0$, ocorreu o escorregamento dos parafusos de ligação da cantoneira superior à chapa de ancoragem. Esta ocorrência voltou a ser registada no decorrer do terceiro ciclo de igual amplitude. O diagrama apresentado na Figura 5.41 evidencia o referido escorregamento, na mediada em que, nas zonas assinaladas, é visível um decréscimo súbito na força registada na célula de carga.

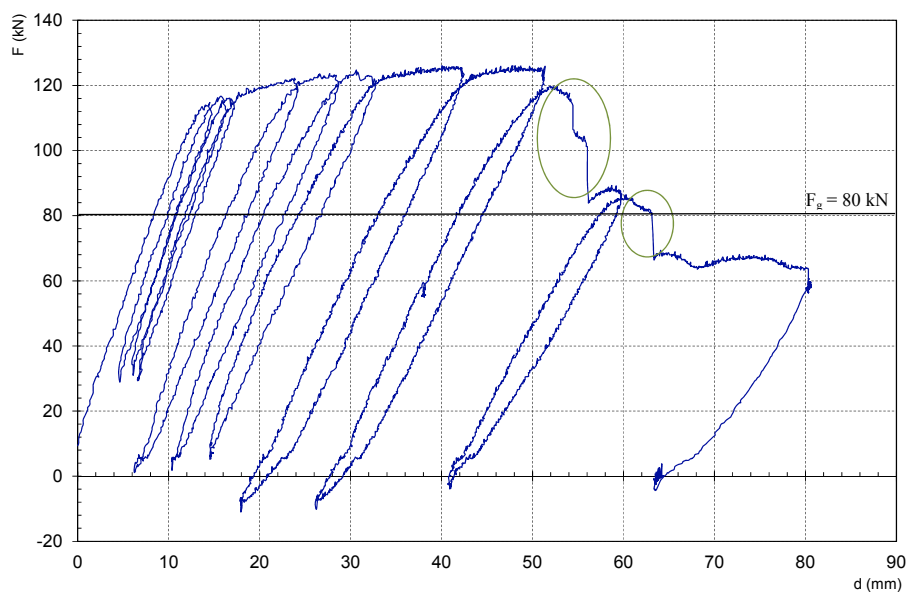


Figura 5.41 – Diagrama com a relação força-deslocamento correspondente à terceira fase do ensaio

A força de rotura, ou o momento para a qual a viga já não apresenta capacidade resistente à carga gravítica pode ser observada no gráfico da Figura 5.41. Da observação efetuada aquando da realização do ensaio, a causa da rotura parece ter sido o escorregamento referido dos parafusos. Aparentemente a eficiência das roscas efetuadas nas porcas, soldadas no interior da chapa de ancoragem, não apresentaram a eficiência esperada tendo ocorrido uma translação dos parafusos e da respetiva cantoneira (Figura 5.42). Este acontecimento contribuiu decisivamente para a perda de resistência da ligação verificando-se o critério de rotura, uma vez que após o escorregamento dos parafusos a carga gravítica não voltou a ser alcançada.



Figura 5.42 – Escorregamento dos parafusos da ligação superior

O resumo em termos de ciclos realizados ao longo de todo o ensaio, englobando a três etapas anteriormente descritas, é apresentado na Figura 5.43.

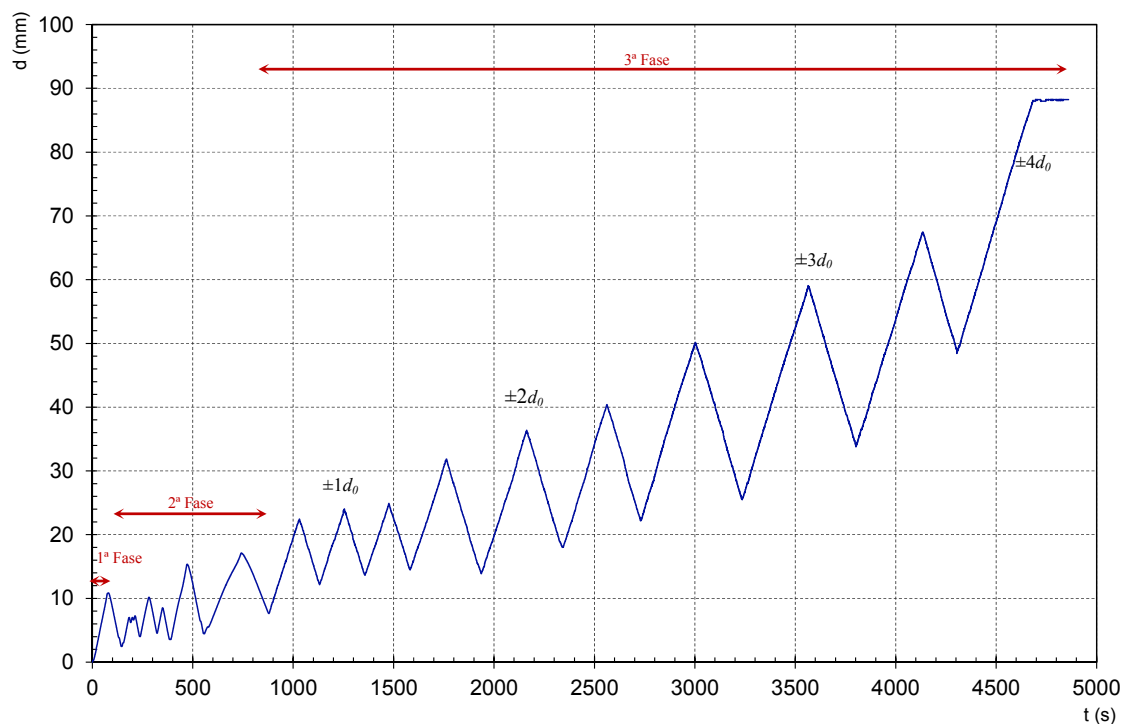


Figura 5.43 – Resumo do ensaio em termos de ciclos realizados

No decorrer dos ensaios deve ainda ser referida a ocorrência de dois lapsos de leitura por parte do programa de aquisição de dados da instrumentação (*Catman*). Os lapsos de leitura tiveram a duração de 77 e 166 segundos, durante a segunda e terceira fase, respetivamente. Durante estes períodos não foi possível registar os dados provenientes dos equipamentos de monitorização instalados no modelo. Julga-se que estes erros de leitura tiveram origem na incompatibilidade da quantidade de equipamento instalado (número de canais de leitura ativos) com a velocidade adotada para a gravação dos registos (0.5 segundos). Os *Data Logger* estão ligados em série, tendo a informação que passar por todos eles até chegar ao programa de aquisição de dados que os grava num ficheiro de *Excel*, obtendo registos a cada meio segundo. Quando a quantidade de informação é excessiva o computador pode não ter capacidade de processamento para efetuar cada registo em tempo útil, gerando um congestionamento de informação que fica em espera até ser gravada, podendo bloquear temporariamente o sistema. A eficiência do sistema depende igualmente da capacidade do barramento dos *Data Logger* que podem apresentar larguras de banda limitadas à quantidade de informação a transmitir em cada segundo.

Importa referir que os resultados anteriormente apresentados, relativamente a leituras provenientes dos equipamentos de monitorização, são meramente figurativos. A sua apresentação tem por objetivo justificar a ocorrência de alguns fenómenos e apresentar os procedimentos seguidos durante a realização dos ensaios experimentais.

5.9 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO MODELO EXPERIMENTAL

A descrição anteriormente apresentada, relativa à execução dos ensaios, deixa transparecer a ocorrência de vários problemas decorrentes de algum desconhecimento do modo de funcionamento do programa de controlo externo do atuador e de falhas dos equipamentos de aquisição de dados. Desta forma, os resultados obtidos apresentam inconsistências e discrepância de valores que colocam em causa a sua credibilidade, pelo que qualquer comparação direta com os resultados obtidos no modelo monolítico devem ser postos em causa. Desta forma, será feita apenas uma análise relativa aos registos visuais e fotográficos recolhidos durante os ensaios e após o desmantelamento do modelo experimental para análise do estado dos elementos metálicos da ligação.

Os resultados obtidos dos equipamentos de monitorização serão apresentados, de forma representativa, no Anexo III.

5.9.1 Danos Ocorridos no Modelo Experimental

O aspeto final do modelo experimental sugere um facto interessante relativamente às zonas de maior concentração de danos. Verificou-se que, após descarregar o modelo, a concentração de danos estava restringida exclusivamente à zona da ligação, permanecendo o restante apenas com alguma fendilhação ligeira. Situação não ocorrida no caso do modelo monolítico (Gião, *et al.*, 2011), que para além de apresentar uma maior extensão dos danos ocorridos na face superior da viga/laje (Figura 5.44 e 5.45), apresentou uma menor eficiência do betão da face inferior da viga. No modelo monolítico verificou-se o esmagamento e destacamento do betão da face inferior associado à encurvadura local das armaduras longitudinais (Figura 5.46).

O melhor comportamento do modelo pré-fabricado pode ser associado a vários fatores. Relativamente à eficiência do betão da face inferior, a utilização de um espaçamento menor entre estribos, de uma argamassa de elevada resistência, de elementos metálicos (cantoneira e chapas de ancoragem) e a rotura precoce do modelo pré-fabricado pode explicar os danos reduzidos relativamente ao modelo monolítico. A rotura precoce da

ligação impediu a realização de um maior número de ciclos, que poderia levar a cantoneira e armadura superior a patamares de cedência aumentando significativamente as compressões na face inferior.



Figura 5.44 – Vista geral do nível de dano ocorrido no modelo pré-fabricado (esquerda) e monolítica (direita)



Figura 5.45 – Nível de dano ocorrido na face superior da ligação pré-fabricada (esquerda) e monolítica (direita)



Figura 5.46 – Nível de dano ocorrido na face inferior da ligação pré-fabricada (esquerda) e monolítica (direita)

Já a reduzida extensão dos danos ocorridos na face superior pode ser explicada pela presença da cantoneira como elemento de ligação. A diferença de rigidez da ligação (cantoneiras) face à viga leva a uma maior concentração das deformações plásticas na cantoneira, assumindo a viga, numa fase inicial, deslocamentos que se assemelham a um corpo rígido (Figura 5.47). Assim, as rotações iniciais ocorrem ao nível da ligação onde se localiza uma concentração elevada de fendilhação.

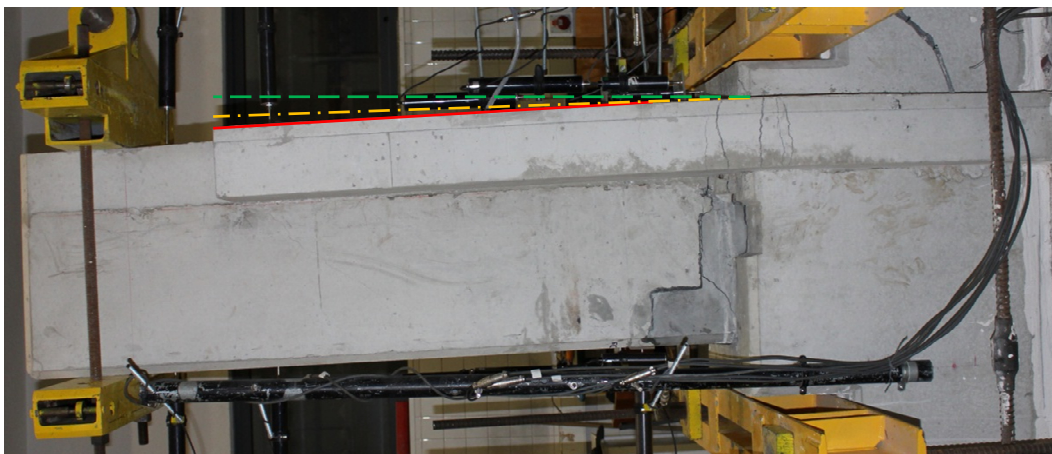


Figura 5.47 – Diferença de curvatura na zona da ligação e na restante viga

Na fase de pós-cedência da cantoneira (fase de endurecimento), as armaduras serão mais solicitadas, ocorrendo nessa fase a maior percentagem de danos fora da zona da ligação. No entanto, essa situação apenas ocorre para valores de *drift* elevados, podendo-se verificar a perda de resistência da ligação antes da extensão da zona afetada ser significativa. Também neste caso, a perda de resistência precoce da ligação e o próprio efeito de translação da cantoneira, devido ao escorregamento dos parafusos, não permitiu a chegar a valores de *drift* mais elevados mantendo a concentração de danos restrita à zona da ligação.

5.9.2 Modo de Rotura

Finalizado o ensaio, procedeu-se ao desmantelamento da viga, de forma cuidada, para avaliar o estado dos elementos metálicos constituintes da ligação. Numa fase inicial, e devido à largura excessiva da abertura de fendas, demoliu-se apenas a zona de betão que envolvia as armaduras da laje, de forma a avaliar o seu estado (Figura 5.48).



Figura 5.48 – Demolição da zona envolvente das armaduras da laje

Não se verificou a rotura de nenhum varão, apesar de ser evidente o estado de estrição de alguns varões (Figura 5.49), o que pressupõe que durante o ensaio alguns varões chegaram próximo da tensão última.



Figura 5.49 – Estrição nas armaduras “longitudinais” da laje

Após a remoção do betão envolvente da cantoneira foi visível, de forma mais evidente, a translação ocorrida na cantoneira por escorregamento dos parafusos.

A cantoneira inferior, assim como os parafusos de ligação à chapa de continuidade não sofreram qualquer dano, o mesmo não aconteceu com a cantoneira superior, em que é visível a flexão acentuada das duas abas (Figura 5.50).



Figura 5.50 – Nível de dano observado nas cantoneiras inferior e superior

Numa análise mais pormenorizada da possível zona de formação de rótulas plásticas, segundo os modos de rotura mais comuns, não foi possível, visualmente, encontrar registo aparente da sua formação (Figura 5.51). O que leva a crer que a cantoneira não experimentou deformações plásticas muito acentuadas.



Figura 5.51 – Pormenorização das secções críticas da cantoneira superior

De forma a confirmar o modo de rotura ocorrido, justificando assim o motivo da perda de resistência precoce da ligação, removeu-se cuidadosamente os parafusos de ligação à chapa de continuidade, permitindo observar o estado dos parafusos e das roscas das porcas. Como mostra a Figura 5.52 a rosca dos parafusos apresenta fragmentos dos filetes da rosca da porca e a zona visível da rosca das porcas soldadas nas chapas de ancoragem está visivelmente lisa, o que confirma a falha da rosca das porcas. Desta forma, confirma-se que o método usado na fase de execução do modelo para a abertura de uma nova rosca comprometeu de forma determinante a capacidade resistente do modelo experimental, levando à ocorrência de um modo de rotura perfeitamente evitável.



Figura 5.52 – Aspeto final das roscas das porcas soldadas nas chapas de ancoragem (esquerda) e respectivos parafusos de ligação (direita)

5.9.3 Deformação

Ao contrário dos ensaios cíclicos alternados, a consideração do efeito das cargas gravíticas leva a uma acumulação progressiva da deformação no sentido dos momentos negativos. Esta situação corresponde à formação de rótulas unidireccionais que, num pórtico sujeito a ações cíclicas e a cargas gravíticas significativas, podem provocar a formação de rótulas plásticas no vão da viga. Este fenómeno pode ocorrer caso o esforço transverso devido às cargas verticais exceda o correspondente às ações horizontais, como ilustra a Figura 5.53 (Gião, *et al.*, 2011).

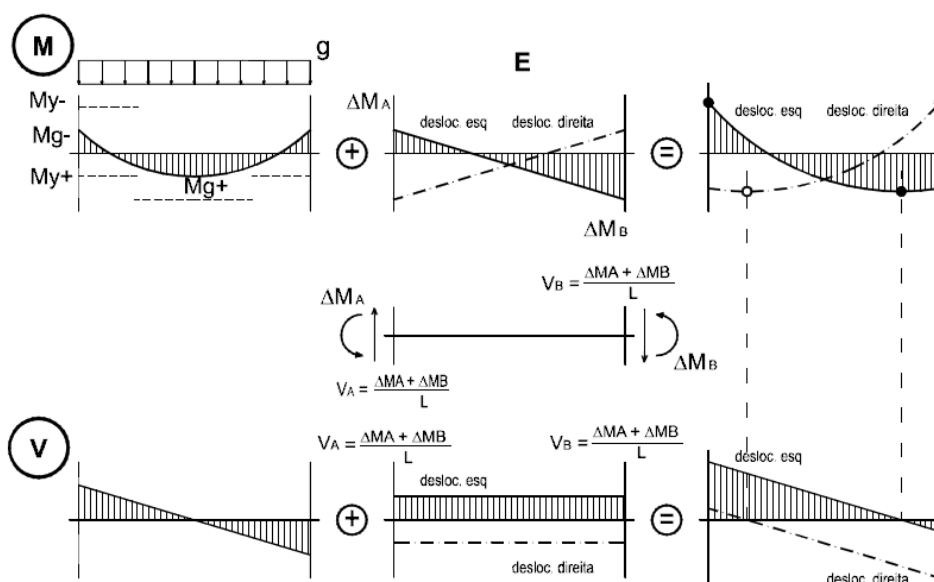


Figura 5.53 – Formação de rótulas plásticas unidireccionais num pórtico (Gião, *et al.*, 2011)

A ocorrência deste fenómeno dependerá sempre das condições de apoio da viga e da capacidade resistente dessa secção.

A referida acumulação de deformação no sentido dos momentos negativos está patente Figura 5.54.



Figura 5.54 – Acumulação da deformação da viga no sentido dos momentos negativos

Por exclusão dos resultados obtidos, através de uma análise fotográfica é possível estimar o nível de deformação obtido para a viga. A Figura 5.55 a) apresenta a configuração inicial do modelo, sob o qual foram traçadas duas linhas que formam entre si 90°, ângulo formado inicialmente entre o pilar e a viga (com o objetivo de minimizar as distorções de posicionamento da máquina fotográfica).

A Figura 5.55 b) representa a deformação da viga no segundo ciclo de amplitude $+3d_0$, correspondente ao ponto de deformação máximo antes do escorregamento dos parafusos (deformação estimada de 3.8%).

A Figura 5.55 c) representa a deformação da viga após a verificação do critério de rotura, no decorrer do primeiro ciclo de amplitude $+4d_0$, pouco depois do registo do segundo escorregamento dos parafusos (deformação estimada de 5.1%).

Considerando um *drift* de referência de 3.5% (valor máximo geralmente esperado em ensaios cíclicos alternados), esta apreciação, ainda que aproximada, permite concluir que os valores obtidos antes da rotura excedem o *drift* de referência. Caso não se verificasse o escorregamento dos parafusos, seria de esperar o aumento do número de ciclos até ocorrer a rotura da cantoneira, segundo um dos modos de rotura apresentados em 3.4.1, assim como o aumento da deformação da viga (*drift*). Esta observação permite afirmar que, em termos de ductilidade, a ligação cumpriu os objetivos propostos. Assim, caso fosse necessário aumentar a quantidade de energia dissipada, as alterações passariam sempre por um aumento da sua resistência.

Relativamente à deformação final da viga, após a descarga, é possível verificar a ocorrência significativa de deformação residual, ilustrada na Figura 5.55 d) (deformação estimada de 3.1%), sendo que parte desta deformação resulta da translação da cantoneira devido ao escorregamento dos parafusos.

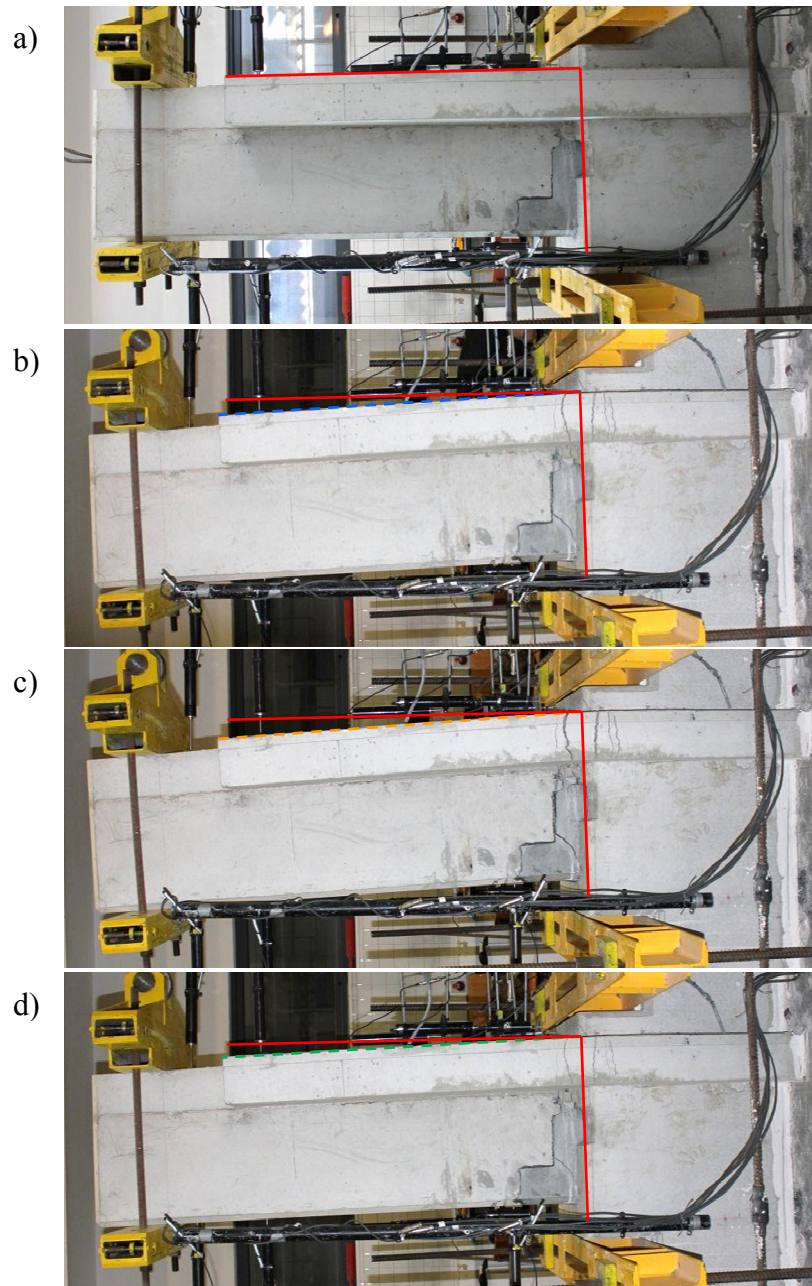


Figura 5.55 – Nível de deformação observada nas diferentes etapas do ensaio

Capítulo 6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 INTRODUÇÃO

O recurso a soluções pré-fabricadas continua a ser encarado com ceticismo por parte dos engenheiros projetistas. Este descrédito é consequência da constante associação deste tipo de estruturas a um mau desempenho sísmico mas também devido à lacuna existente nas normas de dimensionamento aplicáveis a este tipo de estruturas.

A análise e compreensão dos fenómenos associados ao desempenho sísmico das estruturas pré-fabricadas, principalmente ao nível das ligações, tem-se revelado objeto de interesse por parte da comunidade científica. A investigação destes fenómenos tem levado a comunidade científica a apontar as más práticas de execução como a principal causa do seu desempenho deficiente. Prova disso, é o bom comportamento de alguns edifícios pré-fabricados durante a ocorrência de sismos recentes, em que se adotaram soluções de elevado desempenho (Pampanin, 2011).

O presente capítulo resume as principais conclusões retiradas dos ensinamentos obtidos na execução dos ensaios experimentais, quer a nível dos processos e métodos construtivos como ao nível da execução do próprio ensaio.

São ainda sugeridas recomendações para futuros desenvolvimentos, no sentido de melhorar o sistema de ligação proposto em termos de eficiência e desempenho sísmico.

6.2 CONCLUSÕES

A análise comparativa da extensão da zona afetada, no modelo pré-fabricado e no modelo monolítico, permitiu confirmar a eficiência do sistema de ligação perante a capacidade de limitar os danos a uma zona mais restrita. Este facto traz vantagens acrescidas do ponto de vista da reparação de edifícios no pós-sismo, em que apenas é necessária uma intervenção localizada e mais económica. Verificou-se ainda o cumprimento do pressuposto de dimensionamento, funcionando a ligação como um sistema dissipativo (o comportamento não linear foi restrito à ligação).

A argamassa de selagem reforçada com fibras de aço contínuas apresentou um bom desempenho durante os ciclos realizados, não se tendo verificado o esmagamento da argamassa na zona de maiores compressões. Apesar do protocolo de ensaio adotado não proporcionar o desenvolvimento de tensões de tração muito elevadas na face inferior da viga, não se verificou a deterioração da junta de selagem ao longo de cada ciclo. Sendo o objetivo das fibras de aço contínuas, aumentar a resistência à tração da argamassa e evitar a sua fragmentação, verifica-se que a percentagem de fibras usada (1%) é suficiente para o bom comportamento da junta.

A análise fotográfica realizada permitiu avaliar o nível de deformação ocorrido antes do escorregamento dos parafusos, depois de se verificar o seu escorregamento e após a descarga da viga (deformação residual). Assim, antes do escorregamento dos parafusos, a viga já apresentava valores de *drift* superiores a 3.8%, que tiveram um acréscimo aproximado de 1.3% após o escorregamento dos parafusos. Após a descarga da viga, a deformação remanescente ainda conferia à viga um *drift* superior a 3.1%. Estes valores, ainda que aproximados, permitem concluir que o *drift* alcançado durante os ensaios excede o valor de referência (3.5%), levando a concluir que as características de ductilidade exibidas pelo sistema foram aceitáveis.

Após a demolição do betão na zona envolvente da ligação e desmantelamento da ligação, foi possível verificar a causa de rotura do sistema. Verificou-se que a abertura de uma nova rosca na fase de construção do modelo foi o fator determinante para a rotura precoce do sistema de ligação. Esta situação vai de encontro à principal causa do mau desempenho deste tipo de estruturas, anteriormente referida: más práticas de execução.

Este trabalho acabou por não cumprir alguns objetivos inicialmente propostos, em consequência de uma execução deficiente do modelo experimental e de alguns erros na realização do ensaio. Foi no entanto possível com este estudo, avaliar outros parâmetros

relacionados com a própria execução do modelo e com a operação do sistema de controlo externo do equipamento de ensaio. Através da experiência adquirida desenvolveram-se dois documentos de orientação, onde são apresentados os procedimentos corretos para a instalação de extensómetros e utilização do equipamento de controlo externo do atuador. A elaboração destes documentos surgiu da dificuldade sentida na utilização do equipamento supracitado, no sentido de facilitar a realização de trabalhos futuros, reduzindo a probabilidade de ocorrência de erros na sua operação.

O presente trabalho teve como objetivo o desenvolvimento de uma ligação viga-pilar original, com a capacidade de transferência de momentos e com elevado desempenho para ações sísmicas. A ligação, cuja pormenorização e modo de execução se apresentaram, mostrou ter potencialidades para atingir os objetivos referidos, embora careça de melhoramentos que se referem na secção seguinte.

Este trabalho inseriu-se no âmbito da investigação desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL e beneficia da colaboração e experiência de outros investigadores, nomeadamente do Engenheiro Rui Marreiros e da Engenheira Ana Gião, cujos trabalhos de investigação ainda não foram totalmente publicados.

6.3 RECOMENDAÇÕES

Nesta secção são apresentadas as principais linhas orientadoras para o aperfeiçoamento do da ligação desenvolvida, assim como as principais correções a realizar nos procedimentos adotados.

Dos ensinamentos retirados desta primeira experiência, ainda que numa abordagem superficial devido à impossibilidade de análise dos resultados obtidos, recomendam-se os seguintes alterações a realizar em ensaios futuros:

- as porcas soldadas na chapa de ancoragem devem ser de igual classe ou superior à dos parafusos de forma a não se tornarem um elemento débil da ligação;
- a junta de betonagem deve ser de tamanho reduzido e a colocação da “*shear key*” deve ser prevista para uma zona mais próxima da secção mais comprimida da viga;
- avaliar convenientemente o efeito da armadura “longitudinal” da laje (ou do banzo da viga, considerando uma secção em T) determinando a sua influência e

contributo para o acréscimo de resistência, em relação à resistência conferida pela cantoneira;

- a velocidade de ensaio deve ser reduzida significativamente permitindo uma leitura temporal mais espaçada por parte dos sistemas de aquisição de dados, evitando desta forma excesso de informação e falhas ocorridas na gravação de dados, garantindo ainda assim que é registada uma quantidade suficiente de informação para caracterizar corretamente o comportamento do modelo;
- contrariamente ao que possa transparecer, um excesso de instrumentação pode ser inconveniente na análise dos fenómenos ocorridos, por este facto, recomenda-se a racionalização dos equipamentos utilizados focando a análise apenas nos pontos chave.

Estas recomendações devem ter em conta os erros de execução apontados no Capítulo 4, nos quais são indicados, de forma mais detalhada, as situações mais recorrentes.

6.4 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para além das questões que motivaram a realização deste estudo, durante a realização do mesmo surgiram outras, igualmente pertinentes, que deverão orientar o desenvolvimento trabalhos futuros, seguidamente apresentadas:

- Realização de novos ensaios com este sistema de ligação;
- Modelação numérica dos modelos experimentais;
- Estudar a influência da variação da espessura da cantoneira;
- Usar duas linhas de parafusos na ligação da cantoneira às chapas de ancoragem, de forma a evitar o efeito de alavanca, ou desenvolver uma técnica compatível com este sistema de ligação;
- Avaliar a variação do parâmetro g_m na capacidade de dissipação de energia, rigidez e ductilidade do sistema;
- Desenvolvimento de um sistema mais eficiente de transmissão das tensões de compressão junto ao apoio (*shear key*);

- Aplicação do presente sistema a uma estrutura porticada, de forma a expandir a análise ao comportamento global dos diversos elementos;
- Ensaiar uma solução com pré-esforço que permita recuperar as deformações residuais observadas no ensaio realizado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Fattah, B. A.; Wight, J. K. (1987). “*Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings*”, Technical Paper, ACI Structural Journal, January-February, pp. 31-39.

Albarran, E. G. (2008). “*Construção com Elementos Pré-Fabricados em Betão Armado – Adaptação de uma Solução Estrutural “in situ” a uma Solução Pré-Fabricada*”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro.

Al-Haddad, M. S.; Wight, J. K. (1988). “*Relocating Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings*”, Technical Paper, ACI Structural Journal, March-April, pp. 123-133.

Bhatt, P.; Kirk, D. W. (1985). “*Tests on an Improved Beam Column Connection for Precast Concrete*”, Technical Paper, ACI Journal, November-December, pp. 834-843.

Birkeland, P. W.; Birkeland, H. W. (1966). “*Connections in Precast Concrete Construction*”, Journal of the American Concrete Institute, March, pp. 345-368.

Blakeley, R. W. G.; Park, R. (1971). “*Seismic Resistance of Prestressed Concrete Beam-Column Assemblies*”, ACI Journal, September, pp. 677-692.

Brás A., Gião R., Lúcio V., Chastre C. (2012). “*Development of an Injectable Grout for Concrete Repair and Strengthening*, Cement and Concrete Composites.

Bruggeling, A. S. G.; Huyghe, G. F. (1991). “*Prefabrication with Concrete*”, Balkema, Rotterdam.

Cheok, G. S.; Lew, H. S. (1991). “*Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading*”, PCI Journal, May-June, pp. 56-67.

Cheok, G. S.; Lew, H. S. (1993). “*Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading*”, PCI Journal, July-August, pp. 80-92.

EERI (1989). “*Armenia Earthquake Reconnaissance Report*”, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, USA, August.

EERI (2010). “*The M_w 7.1 Darfield (Canterbury), New Zealand Earthquake of September 4, 2010*”, Special Earthquake Report, Earthquake Engineering Research Institute, USA, November.

Elliott, K. S. (2002). “*Precast Concret Structures*”, Butterworth-Heinemann, Oxford.

Emfil, E. F. – <http://emfil.com/slabs.html> [consultado a 16 de Outubro de 2011].

EN 1990-2 (2008): “*Execution of Steel and Aluminium Structures – Part 2: Technical Requirements for Steel Structures*”, European Committee for Standardization, Brussels.

EN 14399-2 (2003): “*High-Strength Structural Bolting Assemblies for Preloading – Part 2: Suitability Test for Preloading*”, European Committee for Standardization, Brussels.

Englekirk, R. E. (1996). “*An Innovative Design Solution for Precast Prestressed Concrete Buildings in High Seismic Zones*”, PCI Journal, July-August, pp. 44-53.

Englekirk, R. E. (2002). “*Design-Construction of the Paramount – A 39-Story Precast Prestressed Concrete Apartment Building*”, PCI Journal, July-August, pp. 56-72.

Ertas, O.; Ozden, S.; Ozturan, T. (2006). “*Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames*”, PCI Journal, May-June, pp. 2-12.

European Committee of Standardization (CEN, 2005). “*EN 14399-2: High-Strength Structural Bolting Assemblies for Preloading – Part 2: General Test for Preloading*”, Brussels.

European Committee of Standardization (CEN, 2008). “*EN 1090-2: Execution of Steel and Aluminium Structures – Part 2: Technical Requirements for Steel Structures*”, Brussels.

Favir – <http://www.favir.pt/> [consultado a 26 de Junho de 2012].

FIB – Task Group 6.12 (2011a). “*Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*”, Draft, May.

FIB – Task Group 6.2 (2008). “*Structural connection for precast concrete buildings*”, Guide to Good Practice, Bulletin 43, Lausanne, Fevereiro.

FIB – Task Group 6.9 (2011b). “*Structural Integrity of Precast Concrete Structures under Accidental Actions*”, Guide to Good Practice, Final Draft, May.

FIB – Task Group 7.3 (2003). “*Seismic Design of Precast Concrete Building Structures*”, State-of-Art Report, Bulletin 27, Lausanne, Outubro.

FIP (1994). “*Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*”, Fédération Internationale de la Précontrainte, Londres, Maio.

French, C. W.; Amu, O.; Tarzikhan, C. (1989). “*Connections Between Precast Elements – Failure Outside Connection Region*”, ASCE – Journal of Structural Engineering, Vol. 115, n.º 2, February, pp. 3171-3192.

Garlock, M. M. *et al.* (2003). “*Cyclic Load Tests and Analysis of Bolted Top-and-Seat Angle Connections*”, ASCE – Journal of Structural Engineering, Vol. 129, n.º 12, December, pp. 1615-1625.

Ghosh, S. K. (1995). “*Observations on the Performance of Structures in the Kobe Earthquake of January 17, 1995*”, PCI Journal, March-April, pp. 14-22.

Ghosh, S. K.; Hawkins, N. M. (2003). “*Codification of PRESSS Structural Systems*”, PCI Journal, July-August, pp. 2-5.

- Gião, A. R. (2012). “*Ligação Viga-Pilar de Alto Desempenho Sísmico*”, Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Versão Provisória, Lisboa, Janeiro.
- Gião, A. R.; Lúcio, V.; Chastre, C. (2011). “*Reforço de Ligações Viga-Pilar para Acções Sísmicas*”, SILE 2011 – Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, Lisboa, Março.
- Gião, A. R.; Lúcio, V.; Chastre, C.; Proença, J. (2009). “*New Methodology for Reinforced Concrete Beam-Column Cyclic Test*”, International fib Symposium 2009: Concrete - 21st Century Superhero, Londres.
- Gião, R.; Lúcio, V.; Chastre, C.; Brás, A. (2012). “*UFRG – Unidirectional Fibre Reinforced Grout as Strengthening Material for Reinforced Concrete Structures*”, BEFIB2012 – Fibre Reinforced Concrete, Universidade do Minho, Guimarães.
- Gulf, P. C. – <http://www.gulfprecast.ae/> [consultado a 13 de Outubro de 2011].
- Hawkins, N. M. (1992). “*The NEHRP provisions for cast-in-place and precast concrete structures*”, Third Meeting of the U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Systems (JTCC-PRESSS), San Diego, California, USA, Novembro.
- Heller and Johnsén – <http://hellerjohnsen.com/> [consultado a 25 de Outubro de 2011].
- Henry, C. A. – <http://constructionfuture.blogspot.pt/> [consultado a 16 de Outubro de 2011].
- Housner, G. W.; Lili, X. (2002). “*The Great Tangshan Earthquake of 1976*”, Overview Volume to the English Version, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, USA.
- Iverson, J. K.; Hawkins, N. M. (1994). “*Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During Northridge Earthquake*”, PCI Journal, March-April, pp. 38-55.
- Johal, L.; Nasser, G. D. (1999). “*Successful Testing of PRESSS Five-Story Precast Building Leads to Innovative Seismic Solutions*”, PCI Journal, September-October, pp. 120-123.
- Kishi, N.; Chen, W. F. (1990). “*Moment-Rotation Relations of Semirigid Connections with Angles*”, ASCE – Journal of Structural Engineering, Vol. 116, n.º 7, July, pp. 1813-1834.
- Levitt, M. (1982). “*Precast Concrete. Materials, Manufacture, Properties and Usage*”, Applied Science Publishers, London.
- Lúcio, V. (2006). “*Soluções de Pisos com Lajes Alveolares*”, Seminário Especializado Sobre Estruturas Pré-Fabricadas de Betão, FUNDEC, Novembro.
- Mabetón, E. – <http://www.mabeton.com/> [consultado a 16 de Outubro de 2011].

Marreiros, R. P. C. (2011). “*Seismic Behaviour of Precast Rocking Wall Structures for Buildings*”, Relatório Interno, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, Janeiro.

Meneses, J. *et al.* (2010). “*EERI Preliminary Reconnaissance Report on the 2010, M_w 7.2 El Mayor-Cucapah Earthquake*”, Earthquake Engineering Research Institute, June.

Mold, E. P. – <http://www.mold.com.br/> [consultado a 13 de Outubro de 2011].

Muguruma, H.; Nishiyama, M.; Watanabe, F. (1995). “*Lessons Learned from the Kobe Earthquake – A Japanese Perspective*”, PCI Journal, July-August, pp. 28-42.

Nakaki, S. D. *et al.* (1999). “*An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building*”, PCI Journal, March-April, pp. 26-39.

Nakaki, S. D.; Englekirk, R. E. (1991). “*PRESSS Industry Seismic Workshops: Concept Development*”, PCI Journal, September-October, pp. 54-61.

NP EN 10002-1 (2006): “*Materiais Metálicos. Ensaio de Tracção – Parte 1: Método do Ensaio à Temperatura Ambiente*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 12390-1 (2003): “*Ensaio do Betão Endurecido – Parte 1: Forma, Dimensões e Outros Requisitos para o Ensaio de Provetes e para os Moldes*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 12390-2 (2003): “*Ensaio do Betão Endurecido – Parte 2: Execução e Cura dos Provetes para Ensaio de Resistência Mecânica*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 12390-3 (2003): “*Ensaio do Betão Endurecido – Parte 3: Resistência à Compressão dos Provetes de Ensaio*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 196-1 (2006): “*Método de Ensaio de Cimentos – Parte 1: Determinação das Resistências Mecânicas*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1992-1-1 (2010): “*Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1992-1-2 (2010): “*Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1.2: Regras Gerais. Verificação da Resistência ao Fogo*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1993-1-8 (2010). “*Eurocódigo 3 – Projecto de Estruturas de Aço – Parte 1-8: Projecto de Ligações*”, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

NP EN 1998-1 (2010): “*Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios*”, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

- Ochs, J. E.; Ehsani, M. R. (1993). “*Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Seismic Regions*”, PCI Journal, September-October, pp. 64-75.
- Oldcastle, P. – <http://www.oldcastleprecast.com> [consultado a 15 de Outubro de 2011].
- Oliveira, C. S.; Azevedo, J.; Delgado, R.; Costa, A. G.; Costa, A. C. (1995). “*O Sismo de Northridge. Los Angeles. 17 de Janeiro de 1994. Ensinaamentos para Portugal*”, IC-IST e IC-FEUP, Dezembro.
- Ozden, S.; Ertas, O. (2007). “*Behavior of Unbonded, Post-Tensioned, Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement*”, PCI Journal, March-April, pp. 32-44.
- Pacadar, G. – <http://www.pacadar.es/> [consultado a 13 de Outubro de 2011].
- Pagani, C.; Zambelli, S. (2006). “*Structural Frame for Multi-storey Precast Buildings*”, Fédération Internationale du Béton, Proceedings of the 2th International Congress, Session 8 – Seismic design of new concrete structures, Napoles, Italy, June.
- Pampanin, S. (2005). “*Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings*”, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 3, n.º 2, June.
- Pampanin, S. (2009). “*Emerging Solutions for Damage-Resisting Precast Concrete Buildings: na Update on New Zealand’s Practice and R&D*”, International Workshop on Seismic Performance of Precast Structures, Ispra, Outubro.
- Pampanin, S. (2011). “*Implementation of Moment-Resisting Connections for Precast Buildings: Renewed Opportunities for the European Construction Practice*”, Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- PCI (1988). “*Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete*”, PCI – Prestressed Concrete Institute, Second Edition, Chicago.
- PCI (2000). “*Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction*”, Committee on Tolerances, PCI – Prestressed Concrete Institute, First Edition.
- Pearson, C; Delatte, N. (2005). “*Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes*”, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol.19, n.º 2, ASCE, May, pp. 172-177.
- Pillai, S. U.; Kirk, D. W. (1981). “*Ductile Beam-Column Connection in Precast Concrete*”, ACI Journal, November-December, pp. 480-487.
- Priestley, M. J. N. (1991). “*Overview of PRESSS Research Program*”, PCI Journal, July-August, pp. 50-57.
- Priestley, M. J. N. (1996a). “*The PRESSS program – Current status and proposed plans for phase III*”, PCI Journal, March-April, pp. 22-40.
- Priestley, M. J. N. (1996b). “*Seismic Design Philosophy for Precast Concrete Frames*”, Structural Engineering International, January.

Priestley, M. J. N. (1998). “*Displacement-Based Approaches to Rational Limit States Design of New Structures*”, 11^o European Conference on Earthquake Engineering, September.

Priestley, M. J. N. *et al.* (1999). “*Preliminary Report and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building*”, PCI Journal, Special Report, November-December, pp. 42-67.

Priestley, M. J. N.; MacRae, G. A. (1996). “*Seismic Tests of Precast Beam-to-Column Joint Subassemblages with Unbonded Tendons*”, PCI Journal, January-February, pp. 64-81.

Priestley, M. J. N.; Tao, J. R. (1993). “*Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons*”, PCI Journal, January-February, pp. 58-69.

Proença J.; Calado L.; Castiglioni C.; Tristão G. (2006). “*Cyclic Testing of Steel Storage Racks. Beam-To-Upright Subassemblages. An Innovative Cyclic Testing Procedure*”, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva.

Proença, J. M. F. M. (1996). “*Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas e Desenvolvimento de um Sistema Reticulado Contínuo*”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro.

REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (2010), Porto Editora, Porto.

Reis, R. S. R. (2000). “*Ligação Contínua Viga-Pilar em Estruturas Pré-Moldadas de Betão*”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Dezembro.

Richardson, J. G. (1991). “*Quality in Precast Concrete. Design – Production – Supervision*”, Longman, Concrete Design & Construction Series, UK.

Riva, P. (2009). “*Evidences from L’Aquila Earthquake*”, International Workshop on Seismic Performance of Precast Structures, Joint Research Center, Ispra, Italy, October.

Romba, J. F. D. (2002). “*Caracterização Experimental de Comportamento Sísmico de um Sistema de Estruturas Pré-moldadas de Betão Armado*”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Abril.

RSCI: Regulamentação de Segurança Contra Incêndio (2010), Porto Editora, Porto.

Santos, S. G. P. (1983). “*Comportamento de Ligações de Estruturas Pré-Fabricadas de Betão*”, Tese para especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Março.

Seckin, M.; Fu, H. C. (1990). “*Beam-Column Connections in Precast Reinforced Concrete Construction*”, ACI Structural Journal, Vol. 87, n.º 3, May-June, pp. 252-261.

Sezen, H.; Whittaker, A. S. (2006). “*Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake*”, Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, Vol.20, February, pp. 28-36.

- Shen, J.; Astaneh-Asl, A. (1999). “*Hysteretic Behavior of Bolted-Angle Connections*”, Journal of Constructional Steel Research, pp. 201-218.
- Silva, A. M. S. (1998). “*Ligações entre Elementos Pré-Fabricados de Betão*”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Abril.
- Sritharan, S. et al. (2000). “*A Five-Story Precast Concrete Test Building for Seismic Conditions – An Overview*”, Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Stanton, J. F.; Hawkins, N. M.; Hicks, T. R. (1991). “*PRESSS Project 1.3: Connections Classification and Evaluation*”, PCI Journal, September-October, pp. 62-71.
- Stanton, J. F.; Stone, W. C.; Cheok, G. S. (1995). “*Performance of Hybrid Moment Resisting Precast Beam-to-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading*”, ACI Structural Journal, Vol. 92, n.º 2, March-April, pp. 229-249.
- Stanton, J. F.; Stone, W. C.; Cheok, G. S. (1997). “*A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions*”, PCI Journal, March-April, pp. 20-32.
- Tomás, Q. J. J. (2010). “*Concepção e Projecto de m Edifício de Habitação com Estrutura em Betão Pré-Fabricado*”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Fevereiro.
- USGS (*United States Geological Survey*) – <http://www.usgs.gov> [consultado a 19 de Novembro de 2011].
- Vasconez, R. M.; Naaman, A. E.; Wight, K. J. (1998). “*Behavior of HPFRC Connections for Precast Concrete Frames Under Reversed Cyclic Loading*”, PCI Journal, November-December, pp. 58-71.
- Wood, S. L. (2006). “*Seismic Rehabilitation of Low-Rise Industrial Buildings*”, University of Texas, Austin, E.U.A..
- Wyllie Jr, L. A. (1992). “*Analysis of Collapsed Armenian Precast Concrete Frame Buildings*”, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.

ANEXOS

ANEXO A

Procedimentos para Instalação de Extensômetros

A. Procedimentos para Instalação de Extensômetros

O presente documento tem por objetivo fornecer as instruções necessárias à correta instalação de extensômetros (da série “F” do tipo FLA) em varões de armadura ordinária para posterior betonagem, fazendo referência a alguns cuidados a ter e aos materiais necessários à sua instalação.

i) Extensômetros

Cada caixa contém 10 unidades de extensômetros, cada uma com a respetiva proteção, 10 unidade de polietileno (PE) e resumo das principais características dos extensômetros (Figura A.1).

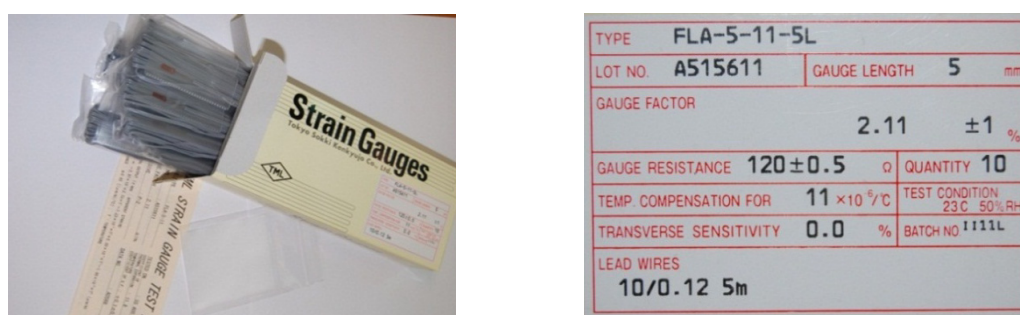


Figura A.1 – Conteúdo de uma caixa de extensômetros

Os extensômetros podem variar consoante o tipo de material em que estes serão aplicados, as grandezas a medir, o tipo de elemento a instrumentar, entre outros. O campo “Type” contém um código que reúne a informação mais relevante dos extensômetros, detalhada na Figura A.2.

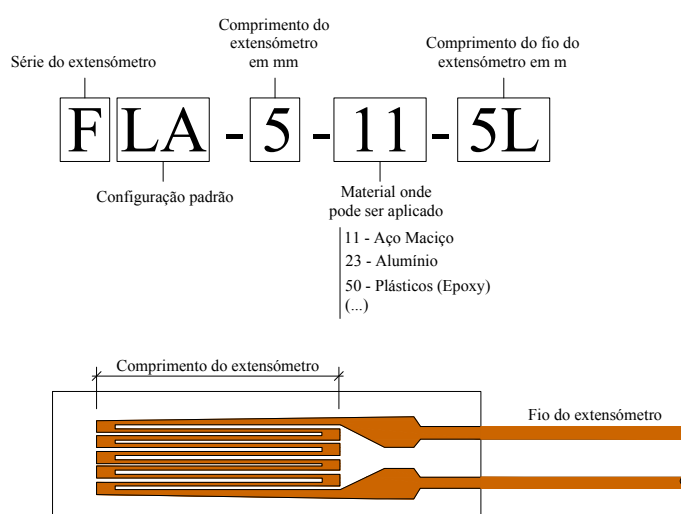


Figura A.2 – Descrição detalhada do extensômetro

ii) Identificação dos fios dos extensómetros

É indispensável a marcação dos fios de cada extensómetro para que seja possível identificar univocamente cada extensómetro na altura da execução do ensaio. É importante, antes do processo de marcação, elaborar uma peça desenhada representativa da localização dos extensómetros fazendo corresponder o elemento identificado ao plano previamente definido. A Figura A.3 ilustra um método de identificação possível.

Materiais:

- ✓ Fita-cola transparente;
- ✓ Papel;
- ✓ (ou) Fita-cola de cor que “aceite” caneta;
- ✓ Tesoura.

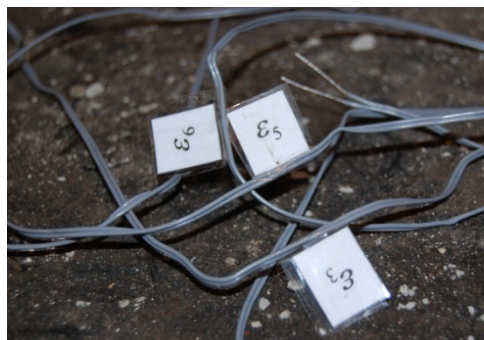


Figura A.3 – Marcação dos extensómetros

iii) Regularização da superfície do varão

A regularização da superfície do varão consiste na remoção das nervuras dos varões e acabamento com lixa fina para aço, criando uma superfície plana para colocação dos extensómetros (Figura A.4). Devem-se colocar dois extensómetros dispostos em posição diametralmente oposta para que a média das leituras forneça a deformação axial do varão, eliminando os erros devidos a eventual flexão do varão.

Importa referir que nesta tarefa deve apenas ser removida a zona nervurada, evitando reduzir a secção do varão, por este motivo o uso discos de rebarbar não é aconselhado para varões de diâmetro inferior a 8 mm.

Materiais:

- ✓ rebarbadora;
- ✓ disco de rebarbar ou disco de lixa;
- ✓ lixa fina para aço;
- ✓ luvas e óculos de proteção.



Figura A.4 – Regularização da superfície dos varões

iv) Limpeza da zona regularizada

Depois de obter uma superfície lisa, esta deve ser limpa com algodão e acetona (Figura A.5) de forma a remover poeiras e vestígios de limalha de ferro. Devem ser colocadas pequenas quantidades de acetona e limpar até que o algodão fique completamente seco.

Materiais:

- ✓ acetona;
- ✓ algodão.



Figura A.5 – Acetona

v) Colocação de fita gomada

Depois de limpar e secar a superfície regularizada do varão, deve-se delimitar a zona imediatamente antes do local onde se pretende colocar o extensómetro (Figura A.6), de modo a obter um ponto de referência e permitindo a criação de uma superfície isolada para apoio dos fios dos extensómetros.

Materiais:

- ✓ Fita gomada.



Figura A.6 – Delimitação da zona de colocação do extensómetro

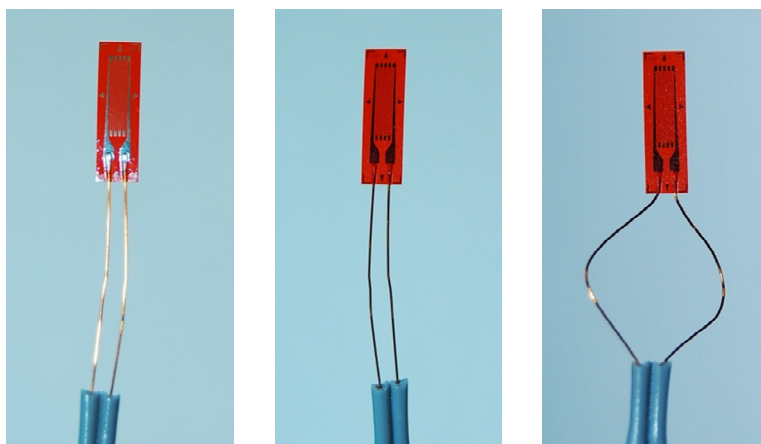
vi) Aplicação da cola

Antes da aplicação da cola os dois fios do extensómetro devem ser cuidadosamente separados (Figura A.7), evitando que entrem em contacto depois a sua instalação.

A aplicação da cola (à base de cianoacrilato) deve ser feita na parte de trás da base do extensómetro, correspondente à zona que apresenta uma tonalidade opaca. Normalmente, para este tipo de extensómetros, uma gota de cola é suficiente, que deve ser espalhada com o auxílio do bocal da embalagem de cola, criando uma camada fina e uniforme.

Materiais:

- ✓ Cianoacrilato.*



* Nome comercial: supercola 3

Figura A.7 – Preparação do extensómetro para aplicação da cola

vii) Colagem dos extensómetros

A colagem do extensómetros deve ser realizada com a ajuda das folhas de polietileno (não aderentes ao cianoacrilato) fornecida com os extensómetros. Deve-se posicionar o extensómetro no local definido com a fita gomada de forma a que apenas a base do extensómetro fique em contacto com o varão. De seguida coloca-se a folha de polietileno sobre o extensómetro e pressiona-se até ocorrer a cura do material adesivo (Figura A.8). O tempo de cura depende do extensómetro, da superfície de contacto, da temperatura, da humidade e da força de pressão exercida. Normalmente o tempo de cura varia entre os 20 e os 60 segundos.

Materiais:

- ✓ polietileno.



Figura A.8 – Colagem dos extensómetros

viii) Aplicação de abraçadeiras ou fita gomada

Depois de colado o extensómetro é aconselhável a colocação de uma nova camada de fita gomada sobre o fio do extensómetro (Figura A.9).

Nos casos mais extremos, em que se prevê que o processo de betonagem ou manuseamento do elemento instrumentado possa tracionar os fios, podem ser colocadas abraçadeiras de PVC para fixação do fio ao varão.

Materiais:

- ✓ fita gomada;
- ✓ abraçadeiras de PVC.



Figura A.9 – Fixação do fio do extensómetro

ix) Aplicação de *spray* isolante

De forma a isolar e impermeabilizar todo o sistema, a zona intervencionada deve ser pulverizada com *spray* isolante de componentes elétricos (Figura A.10).

Materiais:

- ✓ *Spray* isolante de componentes elétricos;



Figura A.10 – *Spray* isolante

x) Proteção do extensômetro com silicone

Para a proteger o extensômetro contra impactos (decorrentes da betonagem ou manuseamento do elemento instrumentado) deve ser colocado silicone neutro em torno da zona intervencionada para criar uma superfície protetora (Figura A.11). O silicone pode ser espalhado com o próprio dedo molhado em água e sabão ou usando luvas de latex.

O volume criado pelo silicone deve ser apenas o suficiente para proteger o extensômetro contra impactos. Um volume excessivo de silicone reduz a quantidade de betão em redor do varão e, conseqüentemente, a aderência do betão ao aço.

Materiais:

- ✓ Silicone neutro;
- ✓ Pistola para aplicação de silicone;
- ✓ Sabão;
- ✓ Luvas de latex;
- ✓ Abraçadeiras PVC.



Figura A.11 – Proteção do extensômetro com silicone

xi) Colocação de mangueira de proteção

Deve ser prevista uma zona de convergência de um conjunto de fios de extensômetros para a qual estes devem ser conduzidos através da fixação aos varões com abraçadeiras de PVC. Os fios devem ser colocados na face contrária à exposta às ações de betonagem, ficando assim mais protegidos.

Depois de juntar os fios na zona de convergência, deve-se fazer passar uma mangueira de proteção (cortada em espiral) que servirá para encaminhar os fios dos extensômetros para o exterior da peça betonada (Figura A.12). Todos os fios devem ser protegidos com um saco plástico estanque, uma vez que é comum o armazenamento das peças betonadas em condições climáticas desfavoráveis.

Esta mangueira deve ser fixada a armaduras secundárias para que não seja reduzida a aderência aço-betão nos varões da armadura principal. Desta forma os resultados do ensaio não serão condicionados pela existência dos fios e da mangueira.

Materiais:

- ✓ Mangueira de proteção;
- ✓ Sacos plásticos;
- ✓ Abraçadeiras de PVC.



Figura A.12 – Colocação da mangueira de proteção

ANEXO B

Procedimentos de Montagem e Utilização do Equipamento de Controlo Externo do Atuador

B. Procedimentos de Montagem e Utilização do Equipamento de Controlo Externo do Atuador

Este documento de orientação foi elaborado no âmbito do presente trabalho de investigação e surgiu da experiência adquirida e dos ensinamentos retirados durante a realização da campanha experimental. O principal objetivo passa por criar uma base de conhecimento para futuros trabalhos de investigação em que seja necessário recorrer a este tipo de equipamento.

B.1 Descrição do Equipamento

O atuador (Figura B.1) é composto por um motor de corrente alternada, que tem no seu veio um braço mecânico que permite aplicar deslocamentos axiais alternados. Todo o sistema está incorporado numa subestrutura metálica pré-esforçada, através de quatro varões Dywidag Ø26 mm, a uma parede de reação. Nas extremidades do braço mecânico existem dois fins de curso magnéticos colocados ao longo do percurso que o sensor de deslocamentos permite medir (d_A). Estes elementos, que permitem inverter o sentido do deslocamento do atuador, servem essencialmente para a realização de ensaios com controlo manual e para definir limites de segurança quando se utiliza o controlo externo. O atuador mecânico possui ainda uma célula de carga (CC), com capacidade para 500 kN, que mede em tempo real a carga aplicada no modelo experimental.



Figura B.1 – Equipamento de aplicação de deslocamentos (atuador)

O sistema é operado por uma consola de comando que permite o controlo local ou o *bypass* para um sistema de controlo externo. A consola de comando possui no seu painel frontal (Figura B.2 a)) uma entrada de 230V para o cabo de alimentação

(Figura B.2 b)), uma ficha de alimentação do motor do atuador (Figura B.2 c)), uma ficha de controlo do fim de curso (Figura B.2 d)) e uma entrada para o controlo externo (Figura B.2 e)).

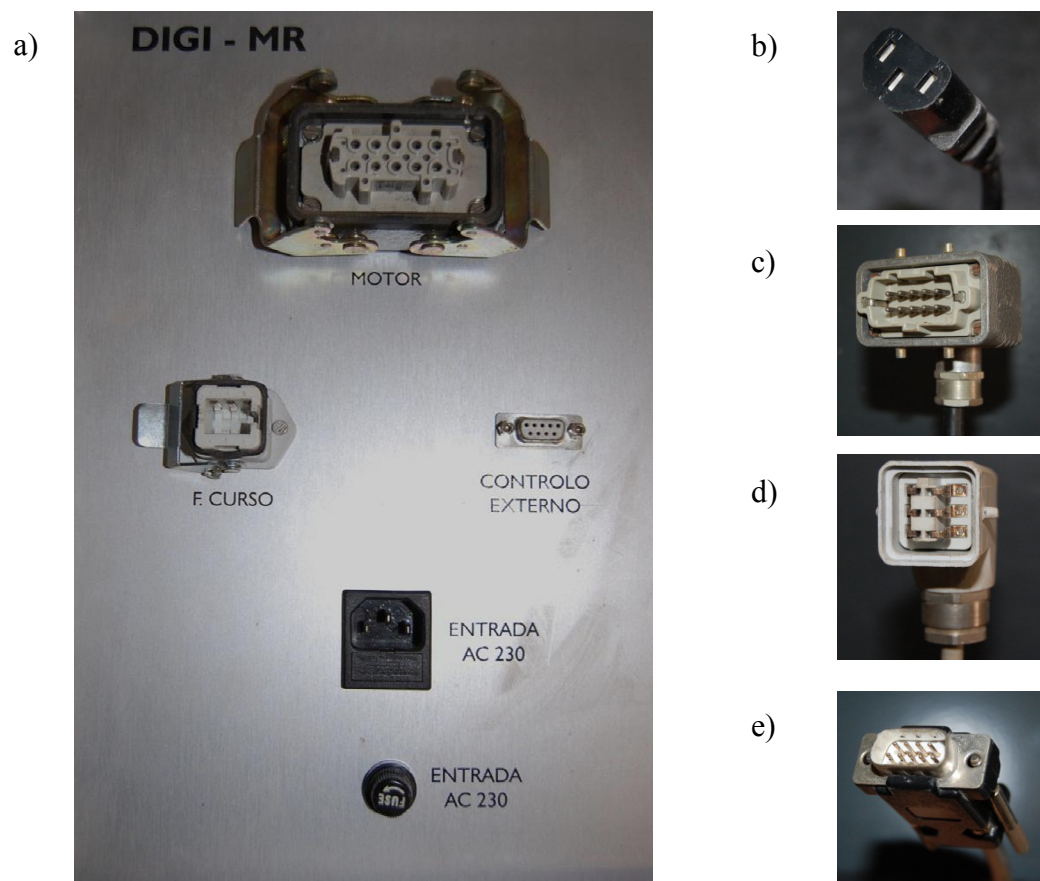



Figura B.2 – Fichas de ligação do painel frontal da consola de comando

Existe ainda um botão para paragem de emergência e um painel com um mostrador LCD, que contém teclas de comando que permitem definir os parâmetros do ensaio e o controlo manual do atuador. Através dos menus disponíveis é possível definir o número de ciclos de um ensaio (controlo manual), a frequência de rotação do motor (com um valor máximo de 20000 rpm), a antecipação de paragem do atuador, o modo de funcionamento da consola (controlo remoto ou local) e monitorizar o número de ciclos realizados durante o ensaio.

Ajustando os fins de curso magnéticos para uma determinada amplitude (em deslocamento) e definindo os parâmetros disponíveis na consola de comando, é possível realizar ensaios cíclicos alternados de forma automática, sem recurso a controlo externo. Quadro B.1 apresenta o resumo das funcionalidades disponíveis para o controlo manual do atuador.

Quadro B.1 – Funcionalidades da consola de comando para controlo manual do atuador

Os botões  permitem entrar na lista de menus. Têm igualmente a função de entrar/sair em cada submenu apresentado seguidamente.



F1 – Iniciar ensaio e monitorizar ciclos;

F2 – Definir parâmetros do ensaio;

F3 – Movimentação manual do atuador.



F1 – Iniciar o ensaio;

Este menu permite monitorizar o decorrer do ensaio (em número de ciclos), sendo os parâmetros de ensaio previamente definidos.



O menu F2 permite definir os parâmetros de ensaio. Os parâmetros devem ser definidos um a um e confirmados no botão OK. Os botões F3 (+) e F4 (-) permitem alterar o valor dos parâmetros. O tipo de controlo pretendido (remoto ou local) é selecionado através do parâmetro “remoto”, que pode ser definido com o valor de 0 ou 1 através do botão F5. (0 – controlo local; 1 – controlo remoto).



O menu F3 permite a movimentação manual do atuador. Serve essencialmente para deslocar o atuador para uma posição que possibilite a conexão do sistema de ligação da viga ao braço mecânico. O botão F1 dá a instrução de arranque ao atuador e o F2 define o sentido do deslocamento (F2 com luz acesa, desloca-se no sentido oposto à posição da parede de reação; F2 com luz apagada, desloca-se no sentido da parede de reação). A velocidade de rotação do motor pode igualmente ser definida neste menu (apenas válida para a movimentação manual do atuador).

B.2 Procedimentos para Controlo Externo do Atuador

Como já foi referido a consola de comando permite ser operada local ou remotamente. Tendo sido resumido no ponto anterior o modo de controlo local, seguem-se os procedimentos a seguir para o controlo remoto do atuador.

i) Ligação do equipamento de controlo remoto do atuador

O sistema de controlo remoto (ou externo) é composto por um condicionador de sinal SC-2345 (Figura B.3 a)), por um DAQCard – 6024E (Figura B.3 c)) e por um *PC Laptop* com o programa LabVIEW 6.1 (Figura B.3 c)). O DAQCard já foi previamente instalado no *PC Laptop*, e permite a interação entre o condicionador de sinal e o programa de controlo externo programado em LabVIEW 6.1.

Importa referir que para que o condicionador fique devidamente ligado à energia, permitindo que todos os módulos que o constituem fiquem operacionais, deve ser garantido que os três *LEDs* verdes estão ligados, conforme ilustra a Figura B.3 a).

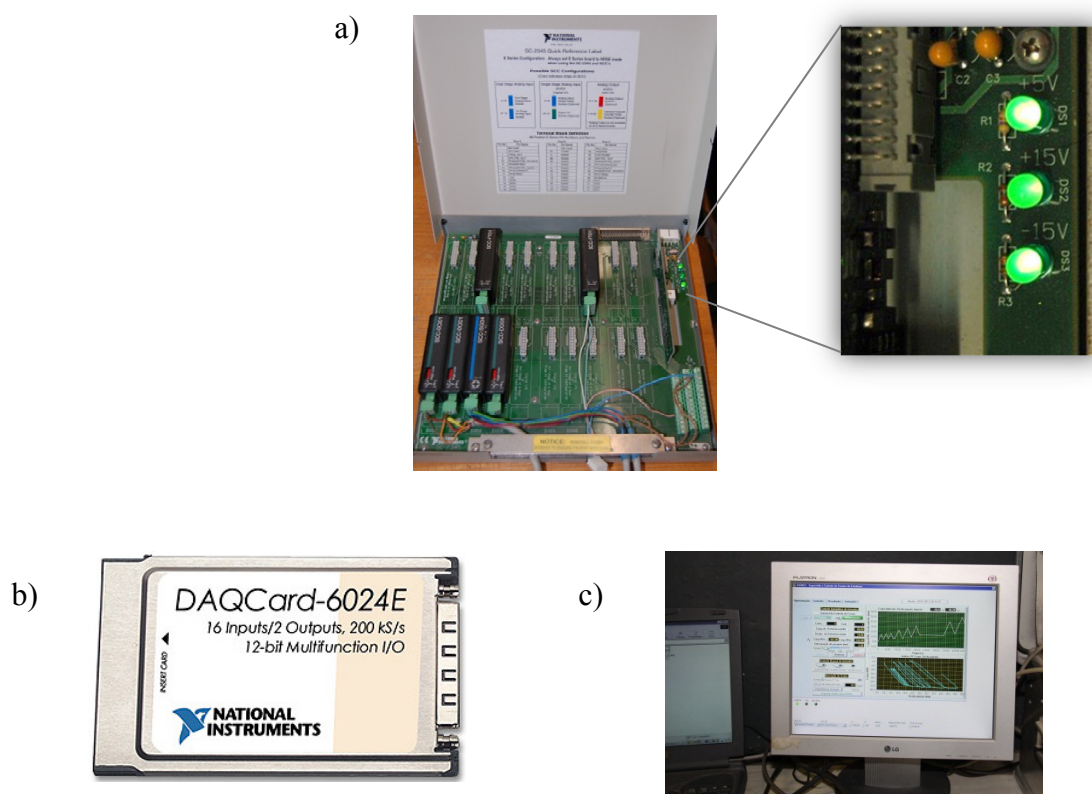


Figura B.3 – Equipamento de controlo externo

ii) Esquema de ligação do equipamento

Como já foi referido, o sistema de monitorização do atuador é constituído por uma célula de carga (CC) de compressão-tração de 500 kN e um sensor de deslocamento DP-500 da TML de 500 mm (d_A). A célula de carga e o sensor de deslocamento são ligados a uma portadora de condicionamento de sinal SC-2345 *Connector Block* da *National Instruments*. Por sua vez, este equipamento liga a um dispositivo de aquisição de dados (cartão para barramento PCMCIA - DAQCard-6024E) e à consola de comando do atuador.

O controlo externo é realizado por intermédio de um interface gráfico programado em LabVIEW (*Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench*).

A Figura B.4 apresenta, de forma esquemática, a interligação de todos os componentes necessários ao controlo externo do atuador.

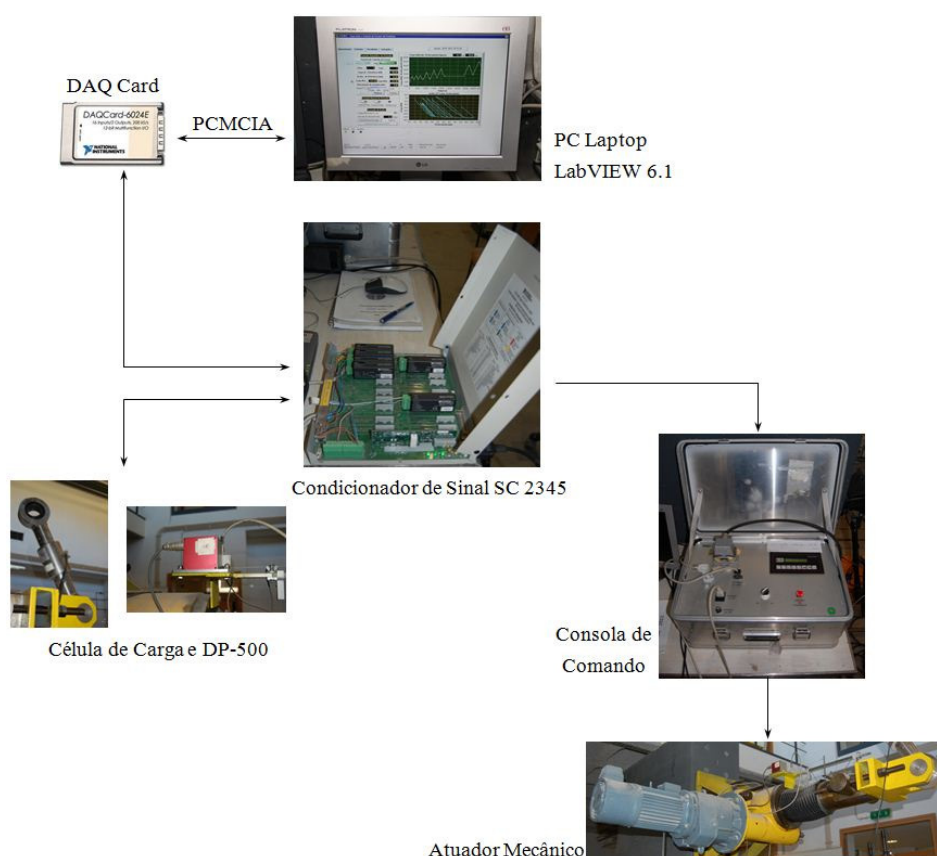


Figura B.4 – Esquema de ligação do sistema de controlo automático

iii) Definição do tipo de controlo pretendido

Ligado todo o equipamento necessário, deve ser definido o tipo de controlo a executar. Assim, no menu F2 (definir parâmetros do ensaio) da consola de comando, o parâmetro “remoto” deve ser definido com o valor de 1. A frequência de rotação do motor (velocidade do atuador) deve ser igualmente definida neste menu, adotando um valor que pode variar entre 1 – 20000 rpm. Os procedimentos a seguir são os apresentados no Quadro B.1.

iv) Programa de controlo externo

Estão disponíveis no *PC Laptop* dois programas que permitem o controlo externo do atuador. Estes programas foram desenvolvidos por Gonçalo Costa, numa parceria conjunta entre o Departamento de Engenharia Civil e o Departamento de Engenharia Eletrotécnica da FCT-UNL, e permitem operar o atuador de forma automática ou manual, permitindo ainda o registo dos resultados e a sua análise preliminar.

Existe a versão “SCENES”, que permite a realização de ensaios cíclicos alternados com controlo de deslocamento ou controlo de carga aplicada, e a versão “SCENES_v00_10”, que permite a realização de ensaios cíclicos com a consideração das cargas gravíticas, sendo o realizado o controlo simultâneo de carga e deslocamento. No âmbito do presente trabalho foi ainda criada uma nova versão (SCENES_v00_12) com o objetivo de corrigir um ponto do protocolo de ensaio (da versão SCENES_v00_10) tornando a sua implementação mais autónoma.

v) Operação da Versão “SCENES”

Após iniciar o programa de controlo externo (SCENES.vi), para ativar os menus disponíveis, dever-se-á executar o comando “Run” (Figura B.5).

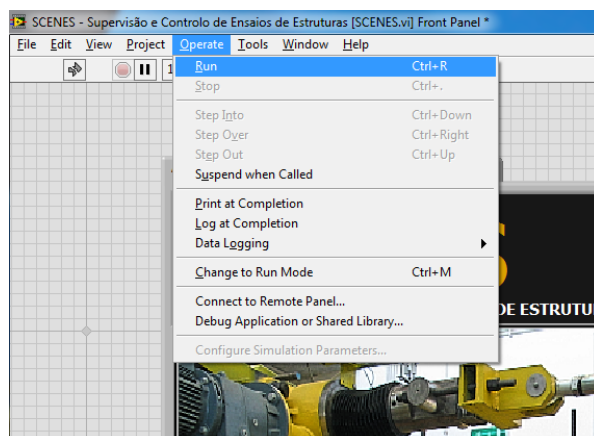


Figura B.5 – Menu de iniciação do programa “SCENES”

Após correr o programa, ficam ativos todos os menus e separadores que permitem operar o sistema de controlo externo (Figura B.6).

Na janela de apresentação estão disponíveis quatro separadores: Apresentação, Controlos, Resultados e Instruções. Para dar início à definição dos parâmetros a usar no ensaio, deve ser seleccionado o separador “Controlos”, como ilustra a Figura B.7.



Figura B.6 – Janela de apresentação

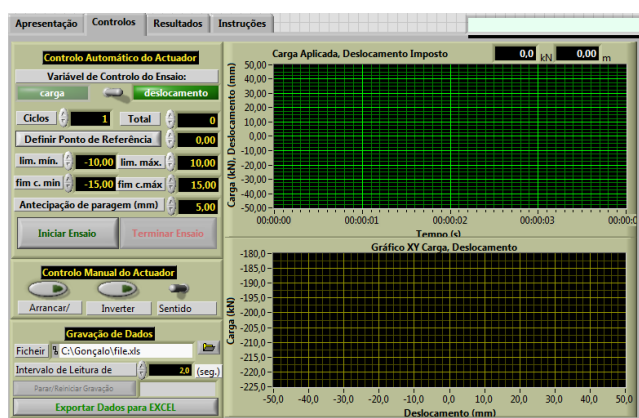


Figura B.7 – Separador “Controlos” da versão “SCENES”

A definição dos parâmetros (“Controlo Automático do Actuador”) deve seguir a seguinte ordem:

1. Seleccionar a “Variável de Controlo do Ensaio” (carga ou deslocamento).
2. Definir o número de “Ciclos” a realizar no ensaio. O número de ciclos pode ser referente apenas a uma parcela do ensaio, podendo este parâmetro ser redefinido e alterado no fim de cada conjunto de ciclos realizados.
3. “Definir o Ponto de Referência”. O actuador inicialmente está posicionado num determinado ponto, que corresponde a um determinado valor de deslocamento

medido no sensor d_A . Premindo o botão “Definir o Ponto de Referência” define-se esse ponto como o valor zero em termos de deslocamentos.

4. Introduzir o limite máximo e limite mínimo (“lim. mín” e “lim. máx”) da amplitude de cada ciclo (valor medido a partir do zero de referência definido no ponto 3).
5. Definir os limites máximos e mínimos para a posição dos sensores dos fins de curso (“fim c. mín” e “fim c. máx”), valores que devem ser obrigatoriamente superiores aos limites definidos no ponto 4, de modo a permitir o correto desenrolar do ensaio. Estes valores são medidos em mm a partir do zero de referência definido no ponto 3. Caso os limites dos fins de curso sejam inferiores aos limites definidos para a amplitude dos ciclos o ensaio não se inicia.
6. Introduzir os valores da “Antecipação de paragem”. Devido à inércia do atuador, a posição de paragem ocorre sempre alguns milímetros depois do valor definido, tornando-se por vezes necessário antecipar a posição de paragem do atuador de forma a corrigir essa situação. Esse valor depende diretamente da rigidez do modelo e da velocidade definida para o atuador, sendo importante quantificá-lo (ainda que de forma aproximada) nos primeiros ciclos do ensaio e atualizá-lo, minimizando o seu impacto nos resultados finais. O valor assumido pelo programa é de 5 mm.
7. Definir a localização e o nome de gravação do ficheiro com dados referentes ao ensaio (“Ficheiro”). O programa guarda dados referentes aos deslocamentos (mm) e força aplicada (kN) pelo atuador juntamente com o instante (s) num ficheiro de texto (*.txt) ou numa folha de cálculo (*.xls). A gravação dos valores tem início assim que o ensaio começa, sendo feita uma leitura contínua, mesmo nos intervalos entre ciclos. Existe a opção de “Parar/Reiniciar Gravação” que permite parar a gravação num determinado instante e retomá-la mais tarde.
8. Definir o “Intervalo de Leitura de Dados”. Este valor define o intervalo de tempo que decorre entre duas gravações consecutivas dos dados registados. Importa salientar que deve ser escolhido um intervalo de tempo compatível com a quantidade de instrumentação e com a velocidade adotada para o descolamento do atuador.
9. Depois de confirmar todos os parâmetros introduzidos, preme-se o botão “Iniciar Ensaio” para dar início ao controlo automático do atuador. O ensaio irá terminar após concluir o número de ciclos definidos no ponto 2. No entanto, o ensaio pode ser interrompido em qualquer instante, pressionando o botão “Terminar Ensaio”.

O programa tem disponível um parâmetro que conta o número total de ciclos realizados ao longo do ensaio (“Total”).

O programa permite ainda a monitorização, em tempo real, do diagrama força-tempo ou deslocamento-tempo (consoante o controlo seja realizado por carga ou por deslocamento). Estes gráficos são apresentados na metade direita da janela, no separador “Controlos”. Uma análise mais detalhada destes diagramas pode ser realizada no separador “Resultados”.

Também é possível realizar o controlo manual do atuador, em que se define o “Sentido Inicial” para o arranque e, através do botão “Arrancar/Parar”, pode ser dada ordem para o atuador iniciar o movimento. Voltando a premir este botão quando o atuador está em movimento, o atuador pára. Caso seja premido o botão “Inverter Sentido”, o atuador pára e inicia o movimento em sentido oposto ao inicialmente definido.

Importa referir que estes comandos não estão disponíveis durante um ensaio em controlo automático.

vi) Operação da Versão “SCENES_v00_10”

Esta versão representa uma adaptação da versão “SCENES” aos procedimentos de ensaio utilizados no presente trabalho.

O processo de arranque do “SCENES_v00_10” é igual ao apresentado para a versão “SCENES” (Figura B.5).

Para dar início à definição dos parâmetros a usar no ensaio, deve ser seleccionado o separador “Controlos”, como ilustra a Figura B.8.

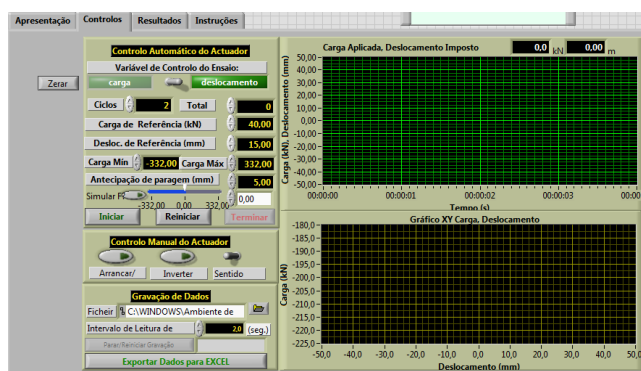


Figura B.8 - Separador “Controlos” da versão “SCENES_v00_10”

Apresentam-se de seguida os procedimentos a seguir para a definição dos parâmetros de ensaio (“Controlo Automático do Controlador”), assim como as linhas orientadoras para o caso particular do protocolo de ensaio utilizado no presente trabalho.

1. Definir a “Variável de Controlo do Ensaio”, que nesta versão apenas permite definir qual o tipo de diagrama a monitorizar em tempo real (força-tempo ou deslocamento-tempo).
2. Definir o número de “Ciclos” a realizar. O número de ciclos completos deve ser 3, ou seja, 3 ciclos completos por cada valor de amplitude em deslocamento, $\pm i \cdot d_0$ ($i=1, 2, 3, 4, \dots$).
3. Definir a “Carga de Referência”. Corresponde à carga gravítica, valor a partir do qual serão realizados os ciclos de amplitude $\pm i \cdot d_0$ ($i=1, 2, 3, 4, \dots$). Importa referir que o ensaio tem início no sentido oposto ao lado da parede de reação, sendo o valor inicialmente medido pela célula de carga negativo. Assim, o valor da carga de referência a introduzir deverá ser igualmente negativo (-80 kN, por exemplo).
4. Definir o “Deslocamento de Referência”. Corresponde ao valor definido para a amplitude do deslocamento (iniciada com $d_0 = 6$ mm, por exemplo).
5. Definir “Antecipação de paragem”. Valor (em mm) de antecipação do ponto de inversão do sentido do atuador devido à sua inercia. O valor assumido pelo programa é de 5 mm.
6. Definir a localização e o nome de gravação do ficheiro com dados referentes ao ensaio (“Ficheiro”). O programa guarda dados referentes aos deslocamentos (mm) e força aplicada (kN) pelo atuador juntamente com o instante (s) num ficheiro de texto (*.txt) ou numa folha de cálculo (*.xls). A gravação dos valores tem início assim que o ensaio começa, sendo feita uma leitura contínua, mesmo nos intervalos entre ciclos. Existe a opção de “Parar/Reiniciar Gravação” que permite parar a gravação num determinado instante e retomá-la mais tarde.
7. Definir o “Intervalo de Leitura de Dados”. Este valor define o intervalo de tempo que decorre entre duas gravações consecutivas dos dados registados. Importa salientar que deve ser escolhido um intervalo de tempo compatível com a quantidade de instrumentação e com a velocidade adotada para o deslocamento do atuador.
8. Premir o botão “Zerar”. O atuador inicialmente está posicionado num determinado ponto, que corresponde a um determinado valor de deslocamento medido no

sensor d_A . Premindo botão “Zerar” define-se esse ponto como o valor zero em termos de deslocamentos.

9. Depois de confirmar todos os parâmetros introduzidos, preme-se o botão “Iniciar” para dar início ao controlo automático do atuador. O ensaio irá terminar após concluir o número de ciclos definidos no ponto 2. No entanto o ensaio pode ser interrompido em qualquer instante, premindo o botão “Terminar”, e reiniciar a partir do ponto em que foi interrompido, premindo o botão “Reiniciar”.

O programa tem disponível um parâmetro que conta o número total de ciclos realizados ao longo do ensaio (“Total”). São igualmente apresentados dois parâmetros correspondentes à carga mínima e à carga máxima (“Carga Mín” e “Carga Máx”), que têm por definição os valores de -332.00 e 332.00, respetivamente. Apesar da célula de carga ter uma capacidade de 500 kN, o programa apenas foi calibrado para fazer leituras até cargas máximas de ± 332.00 kN. Por este motivo, estes parâmetros não devem ser alterados.

Esta versão permite ainda a realização de ensaios com simulação de força, isto é, desacoplando o braço mecânico do modelo experimental (em que não é aplicada força na célula de carga) é possível realizar ensaios com uma força fictícia. Esta função permite realizar alguns testes preliminares ao equipamento antes de realizar o ensaio propriamente dito.

A funcionalidade de controlo manual do atuador encontra-se igualmente disponível, sendo o processo de operação igual ao da versão original. Esta funcionalidade tem especial utilidade quando se pretende deslocar o atuador para uma posição que possibilite a conexão do sistema de ligação da viga ao braço mecânico.

Quando o ensaio for demasiado extenso, é recomendada a gravação de vários ficheiros de resultados, cada um correspondente a uma parcela do ensaio. Desta forma evita-se a criação de ficheiros demasiado grandes, que potenciam a ocorrência de erros de gravação e leitura.

ANEXO C

Apresentação de Resultados

C. Apresentação de Resultados

Apresentam-se neste anexo, a título informativo, os resultados obtidos nos ensaios cíclicos.

História de Deslocamentos Impostos

Conjugação de valores ajustados obtidos a partir dos deslocamentos medidos pelo defletómetro do atuador (d_A) e pela média dos defletómetros d_8 e d_{14} (Figura C.1).

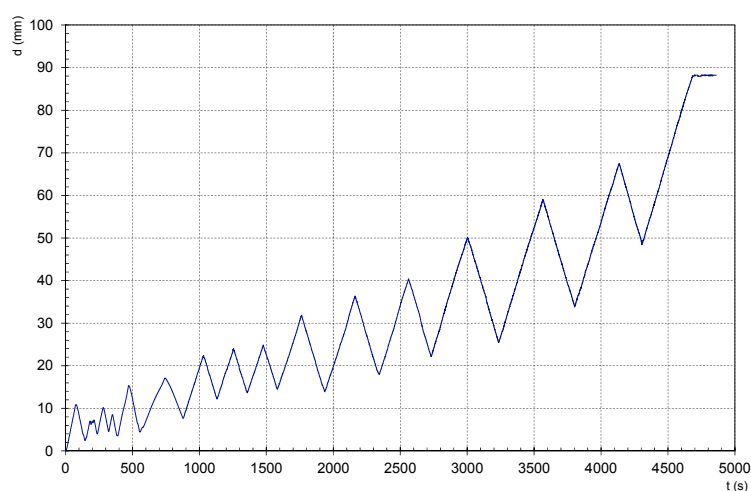


Figura C.1 – Representação da história de deslocamentos impostos nas três etapas do ensaio

História de Carregamento Aplicado

Diagrama Força-Tempo, com base nos valores obtidos da célula de carga CC (Figura C.2).

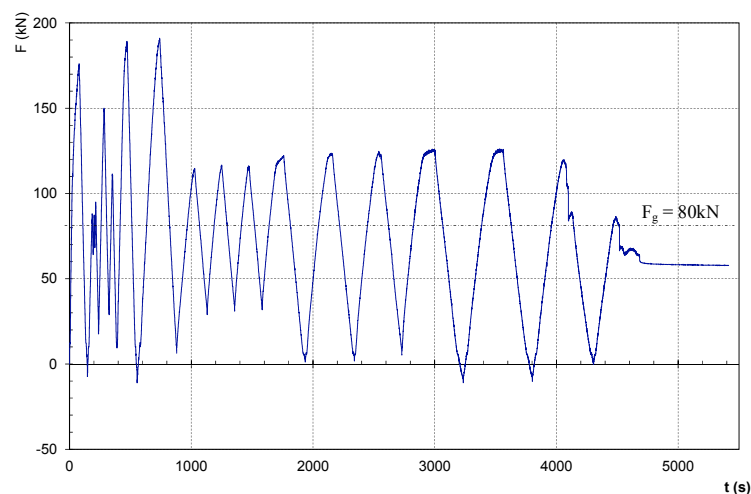


Figura C.2 - Representação da história de carregamento aplicado nas três etapas do ensaio

Diagrama Força-Deslocamento

Diagrama de força-deslocamento correspondente às três fases do ensaio (Figura C.3). Verifica-se uma inconsistência não justificada com os resultados obtidos entre a segunda e a terceira fases.

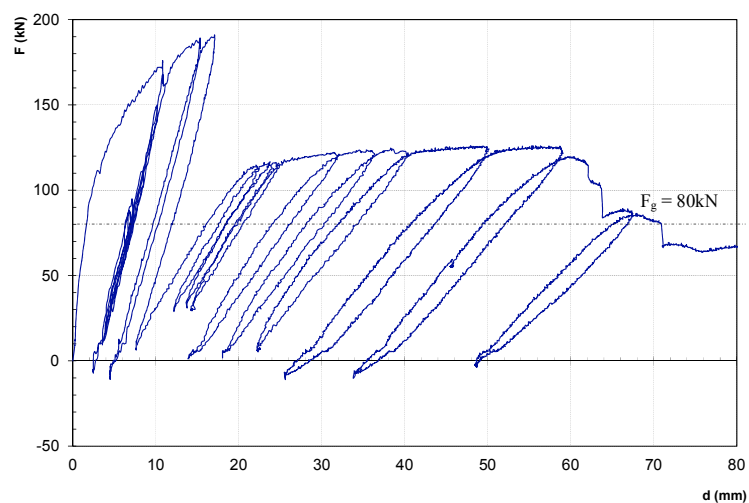


Figura C.3 – Diagrama força-deslocamento

Deslocamentos medidos na cantoneira e no betão

Comparação entre os deslocamentos medidos nos defletómetros d_1 e d_2 , correspondentes aos deslocamentos reais da cantoneira superior, e nos defletómetros d_3 e d_4 , correspondentes aos deslocamentos medidos sobre a camada de recobrimento da cantoneira (Figura C.4).

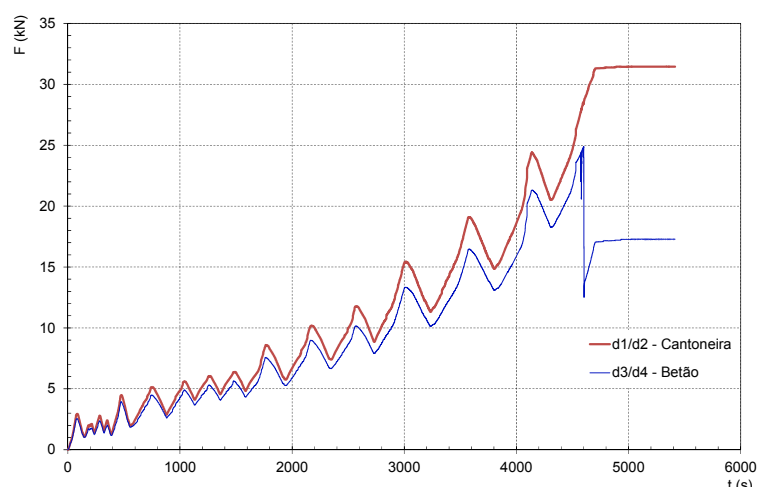


Figura C.4 – Comparação dos deslocamentos da cantoneira e do betão de recobrimento

Diagrama Força-Extensão da Armadura Superior

Diagrama de força-extensão, correspondente às três fases do ensaio, registado na armadura superior (Figura C.5). Para cada varão foram obtidos os valores médios registados pelos extensómetros $\varepsilon_1/\varepsilon_2$, $\varepsilon_3/\varepsilon_4$, $\varepsilon_5/\varepsilon_6$ e $\varepsilon_7/\varepsilon_8$.

Não tendo as armaduras atingido a cedência, a razão entre a força e as extensões medidas deveria ser proporcional durante todo o ensaio, o que não se verifica na Figura C.5. Este facto revela a inconsistência dos resultados do ensaio.

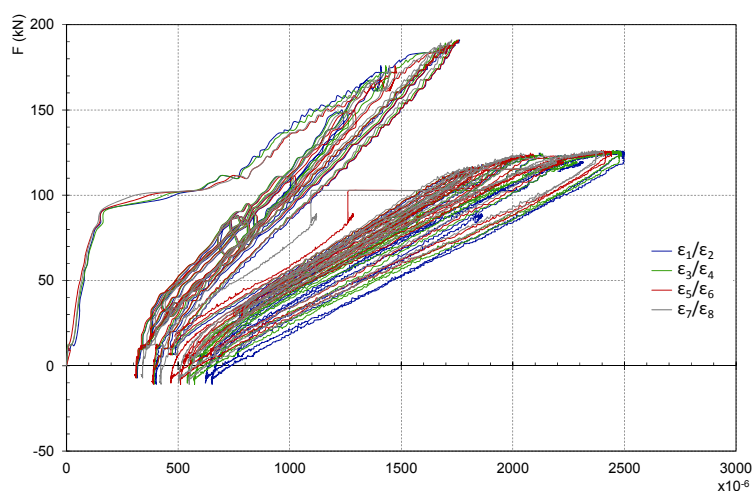


Figura C.5 – Diagrama força-extensão das armaduras superiores

Diagrama Força-Extensão da Armadura Inferior

Diagrama de força-deslocamento, correspondente às três fases do ensaio, registado na armadura inferior (Figura C.6). Para cada varão foram obtidos os valores médios registados pelos extensómetros $\varepsilon_9/\varepsilon_{10}$ e $\varepsilon_{11}/\varepsilon_{12}$.

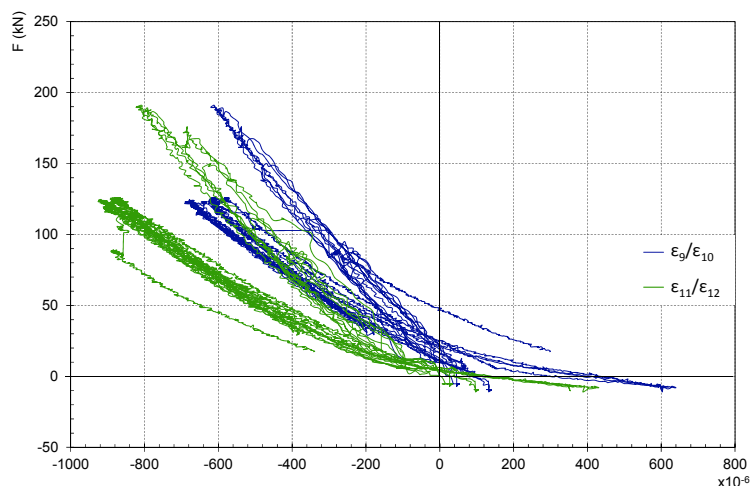


Figura C.6 – Diagrama força-extensão das armaduras inferiores

Diagrama Força-Extensão dos Varões de Ancoragem Superiores

Diagrama de força-deslocamento, correspondente às três fases do ensaio, registado nos varões de ancoragem superiores (Figura C.7). Para cada varão foram obtidos os valores médios registados pelos extensómetros $\epsilon_{13}/\epsilon_{14}$, $\epsilon_{15}/\epsilon_{16}$, $\epsilon_{17}/\epsilon_{18}$, $\epsilon_{19}/\epsilon_{20}$, $\epsilon_{21}/\epsilon_{22}$ e $\epsilon_{23}/\epsilon_{24}$.

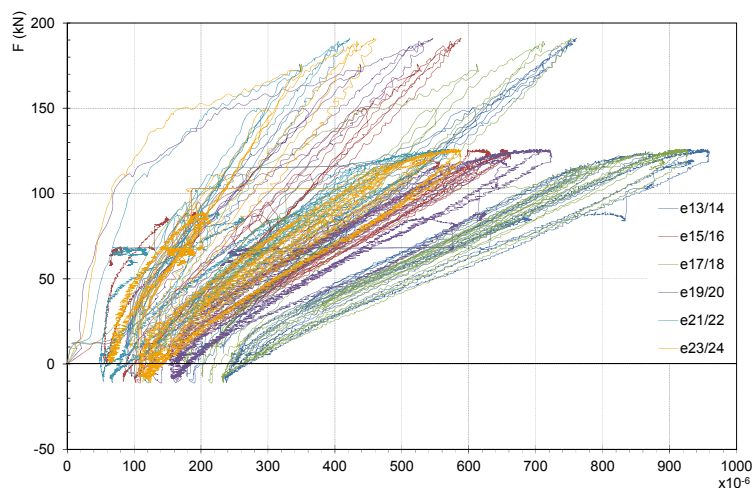


Figura C.7 – Diagrama força-extensão nos varões de ancoragem

1ª Fase (Ensaio Monotónico) – Diagrama Força-Deslocamento

Diagrama de força-deslocamento, correspondente à fase monotónica do ensaio (Figura C.8). É possível estimar a carga de fendilhação e a força máxima, para esta etapa de ensaio.

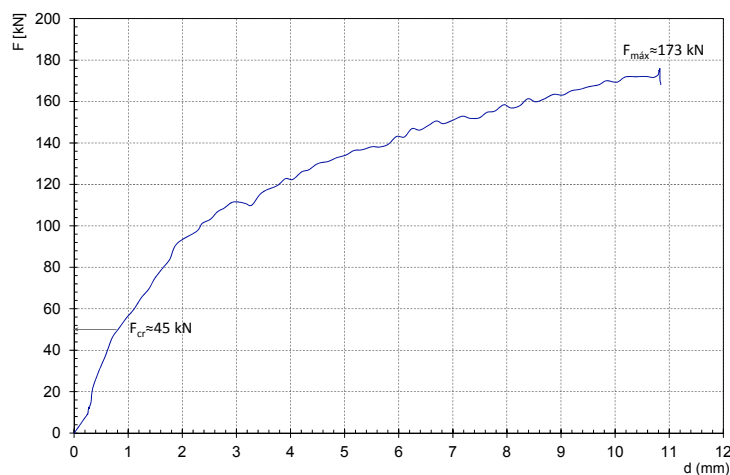


Figura C.8 – Diagrama de força-deslocamento correspondente à fase monotónica do ensaio

Diagrama Força-Deslocamento da Cantoneira/Recobrimento

Evolução dos deslocamentos da cantoneira e do betão durante o carregamento monotónico (Figura C.9). Verifica-se que o deslocamento de cedência da cantoneira foi alcançado logo na primeira fase do ensaio, o que não vai de encontro ao previsto no protocolo de ensaio adotado.

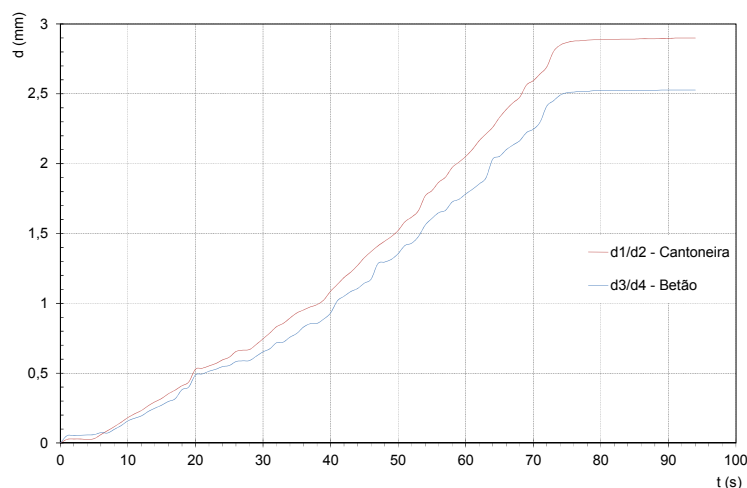


Figura C.9 – Avaliação do deslocamento máximo da cantoneira/betão

Diagrama Força-Extensão da Armadura Superior

Diagrama de força-deslocamento, correspondente ao carregamento monotónico, registado na armadura superior (Figura C.10). É visível a força para a qual ocorreu fendilhação na zona da armadura instrumentada.

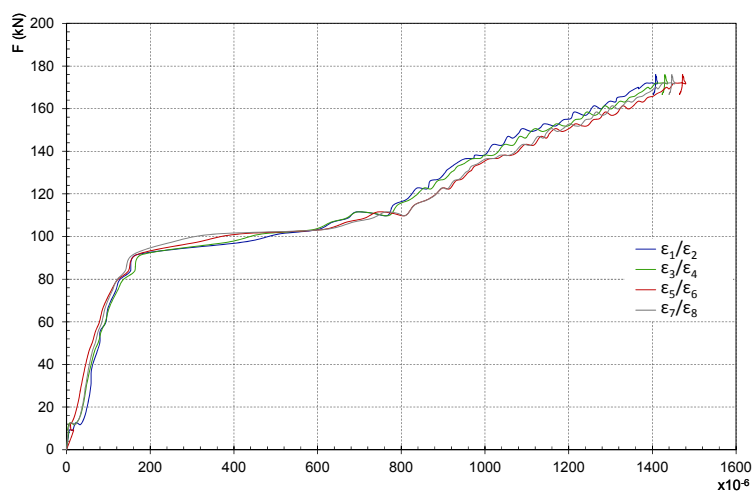


Figura C.10 – Diagrama força-extensão da armadura superior

Diagrama Força-Extensão da Armadura Inferior

Diagrama de força-extensão registado na armadura inferior (Figura C.6). De referir que se trata de uma extensão negativa (compressão), devido ao sentido inicial do primeiro ciclo.

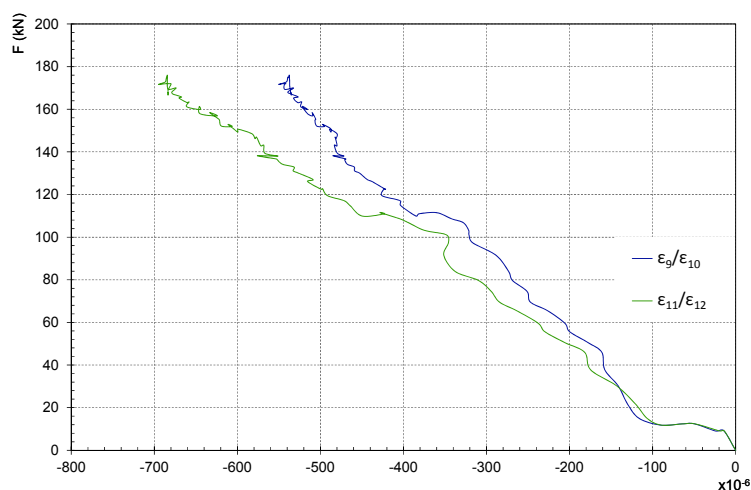


Figura C.11 – Diagrama força-extensão das armaduras inferiores